


"ESTUDO DA FLEXÃO EM VIGAS DE ALVENARIA
ARMADA DE TIJOLO VAZADO DE BARRO"

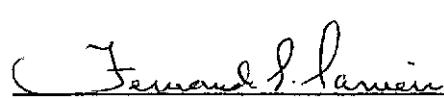
Ney Roitman

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRA-
MAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL
DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PA-
RA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

Aprovada por:



Prof. Yosiaki Nagato
(Presidente)



Prof. Fernando L. Lobo B. Carneiro



Prof. Carlos Henrique Holck

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JUNHO DE 1979

AGRADECIMENTOS

- Ao companheiro e co-orientador Eduardo de Moraes Rego Fairbairn, pela inestimada ajuda em todos os momentos.
- Ao Professor Yosiaki Nagato, pela valiosa e dedicada orientação.
- Ao Professor Carlos Henrique Holck, pela orientação na fase do pré-ensaio
- Ao Professor Fernando Luiz Lobo Barboza Carneiro, pelas suas valiosas sugestões.
- Ao Pessoal Técnico do Laboratório de Estruturas - João, Vicente, Aguinaldo, Eduardo, Osvaldo - pela colaboração e amizade.
- Ao Engenheiro Quintiliano Mascarenhas Guedes, pelo interesse demonstrado e pela orientação nos estudos estatísticos.
- Ao CNPq e à COPPE, pelo apoio financeiro.
- A todos os colegas e professores que direta ou indiretamente contribuíram para a elaboração deste trabalho.

ROITMAN, NEY

Estudo da Flexão em Vigas de Alvenaria Armada
de Tijolo Vazado de Barro |Rio de Janeiro| 1979

XI,118p. 29,7cm (COPPE-UFRJ, M.Sc., En
genharia Civil, 1979)

Tese - Univ. Fed. Rio de Janeiro. Fac. Enge-
nharia

1. Alvenaria Armada I.COPPE/UFRJ II. Título
(série).

RESUMO

Este trabalho tem por objetivo o estudo da flexão pura em vigas de alvenaria armada de tijolo vazado de barro.

Com este intuito foram ensaiadas até à ruptura 15 vigas com aproximadamente as mesmas características geométricas e a mesma armadura transversal, sendo que os parâmetros variados foram o tipo de tijolo, a armadura longitudinal e a inclusão ou não de blocos de concreto armado nas extremidades para resistir ao esforço cortante.

Foi proposto um método de cálculo, e foram feitas comparações entre os valores obtidos teoricamente e os resultados experimentais obtidos a partir dos ensaios. Estas comparações conduziram à conclusão de que o método de cálculo e os coeficientes de segurança propostos podem ser adotados com um bom grau de confiança.

Foi verificada também a normalidade da distribuição dos valores das resistências à compressão simples da alvenaria, e foi proposta uma fórmula para determinação da resistência característica da alvenaria em função das resistências à compressão do tijolo e da argamassa.

SUMMARY

This work has the purpose of studying the pure bending in reinforced masonry beams made with hollow clay bricks.

With this aim fifteen beams with approximately the same geometrical characteristics and the same transversal reinforcement were tested until the failure. The variable parameters were the type of brick, the longitudinal reinforcement and the inclusion, or not, of concrete reinforced blocks at the extremities of the beams to resist the shear force.

A design method was proposed and comparisons were made between the theoretically estimated values and the experimental results got from the testing. Through these comparisons it was concluded that the design method and the safety coefficients proposed are reliable.

It was also verified the distribution normality of the values of the masonry compression strength. It was proposed a formula to evaluate the characteristic strength of the masonry as a function of the compression strenght of the brick and the mortar.

NOMENCLATURA

LETRAS

- σ - Tensão normal
- f - Tensão resistente; flecha
- ϵ - Deformação específica
- E - Módulo de Elasticidade
- P - Carga aplicada
- N - Esforço normal
- M - Momento fletor
- A - Área
- b - Largura de uma seção transversal
- h - Altura total de uma seção transversal
- d - Altura útil de uma seção transversal
- x - Altura da linha neutra
- z - Braço de alavanca
- ℓ - Vão teórico de uma viga
- γ - Coeficiente de segurança
- n - Número de amostras
- w - Abertura de fissura
- s_x - Desvio padrão dos valores de resistência de uma amostragem

ÍNDICES

- a - Alvenaria
- t - Tijolo
- s - Aço
- arg - Argamassa
- inj - Injeção

c	-	Compressão; concreto
l	-	Primeira fissura
y	-	Escoamento do aço
r	-	Ruptura do aço
u	-	Último; útil
res	-	Resistente
sol	-	Solicitante
serv-	-	Serviço
obs	-	Valor observado ou deduzido de valores observados durante os ensaios
u.l	-	Última leitura
m	-	Média de uma amostragem
max	-	Valor máximo de uma amostragem
min	-	Valor mínimo de uma amostragem
k	-	Valor característico de uma amostragem
d	-	Valor de cálculo
f	-	Carga
ef	-	Efetiva
br	-	Bruta
eq	-	Valor calculado pelo equilíbrio de forças
crit-	-	Crítico
lim	-	Limite
med	-	Medido

OBS.: As notações não mencionadas na relação da nomenclatura, são definidas no próprio texto.

UNIDADES

O Sistema de Unidades empregado é o "Sistema Internacional de Medidas (S.I.)".

Usamos no presente trabalho a seguinte aproximação:

$$1,0 \text{ kgf} \approx 10 \text{ N}$$

CONVENÇÕES

Deformações:

- a) Encurtamento relativo: negativo
- b) Alongamento relativo: positivo

ÍNDICE

	pág.
CAPÍTULO I - Introdução	1
I.1 - Breve Histórico	1
I.2 - Alvenaria Armada no Brasil	3
I.3 - Justificativa da Pesquisa	3
CAPÍTULO II - Plano de Pesquisa	6
II.1- Características Geométricas - Detalhes de Armação	8
II.2- Execução das Vigas	14
II.2.1 - Vigas "Com Bloco"	14
II.2.2 - Vigas "Sem Bloco"	14
II.3- Esquema de Ensaio	18
II.3.1 - Montagem	18
II.3.2 - Instrumentação	18
a) Deformação da Alvenaria na Seção de Simetria	18
b) Rotações nos Apoios	19
c) Deslocamentos Verticais	19
d) Deformação da Armadura Longitudinal	20
e) Deformação da Alvenaria na Alma	20
CAPÍTULO III - Materiais	22
III.1 - Aço	22
III.2 - Concreto	24
III.3 - Tijolo	25
III.3.1 - Características Gerais	25
III.3.2 - Resistência à Compressão Simples	27

III.4 - Argamassa	29
III.5 - Alvenaria	31
III.5.1 - Resistência à Compressão Simples	31
III.5.2 - Módulo de Elasticidade	35
III.5.3 - Deformações Médias	37
CAPÍTULO IV - Resultados Experimentais	39
IV.1- Cargas de Ruptura	39
IV.2- Deformações Específicas na Seção Central	40
IV.3- Rotações nos Apoios	47
IV.4- Flechas	51
IV.5- Fissuração	55
IV.6- Deformações Específicas nas Bielas	61
CAPÍTULO V - Análise dos Prismas	63
V.1 - Normalidade da Distribuição	63
V.2 - Cálculo da Resistência Característica	64
V.3 - Cálculo do Módulo de Elasticidade	68
V.4 - Análise Estatística	68
V.4.1 - Resistências Médias	68
V.4.2 - Resistências Características	71
V.4.3 - Deformações Médias de Ruptura	72
CAPÍTULO VI - Método de Cálculo	74
VI.1- Introdução	74
VI.2- Valores Característicos e de Cálculo	74
V.2.1 - Resistências Características e de Cálculo	74

a) Aço	74
b) Alvenaria	75
VI.2.2- Solicitações Características e de Cálculo	75
VI.3- Materiais	76
VI.3.1- Diagramas Tensão-Deformação Característico e de Cálculo da Alvenaria	76
VI.3.2- Diagramas Tensão-Deformação Característico e de Cálculo do Aço	76
a) Aço de Dureza Natural	76
b) Aço Endurecido a Frio	77
VI.4- Estado Limite Último de Ruptura	78
VI.4.1- Hipóteses Fundamentais de Cálculo	78
VI.4.2- Dimensionamento à Flexão Simples - Vigas de Seção Retangular	80
VI.5- Estados Limites de Utilização	85
VI.5.1- Abertura de Fissuras	85
VI.5.2- Flechas	86
CAPÍTULO VII - Análise das Vigas	87
VII.1- Características Gerais	87
VII.2- Equilíbrio de Momentos e de Forças	88
VII.3- Comparação dos Resultados Teóricos e Experimentais	90
VII.3.1 - Verificação do Método de Cálculo	90
VII.3.2 - Introdução dos Conceitos	

	pág.
de Segurança - Generaliza_	
ção ϵ_{acd}	94
VII.4 - Estados Limites de Utilização	98
VII.4.1 - Abertura de Fissuras	98
VII.4.2 - Flechas	100
CAPÍTULO VIII - Conclusões	101
BIBLIOGRAFIA	106
APÊNDICE	108

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1 - Breve Histórico [1], [2]

A alvenaria armada foi descoberta há aproximadamente 150 anos pelo engenheiro inglês Marc Isambard Brunel que projetou e construiu o túnel sob o rio Tamisa em 1825. Em 1836 surgiram as primeiras experiências em vigas com tijolo maciço de barro, tendo sido feitas a partir daí várias pesquisas com vigas e lajes, e executadas diversas construções na Europa e E.U.A. no período de 1850 a 1900.

A partir de 1920 também no Japão foi introduzida a alvenaria armada nas construções governamentais e posteriormente em trabalhos privados, tanto em edificações como em outros tipos de estruturas como por exemplo paredes de retenção, aquedutos, pontes, barragens, etc. Também foi adotada pelo governo indiano para construções de prédios públicos e privados, tendo sido construídos cerca de 900.000 m² entre 1920 e 1925.

Mr. A. Brebner, membro do governo indiano, fez centenas de experiências com diversos tipos de vigas, lajes, etc. Executou peças similares de alvenaria e concreto armado, concluindo que a teoria para projeto de concreto armado poderia ser aplicada adequadamente para a alvenaria armada, tendo chegado à mesma conclusão investigadores dos Estados Unidos e ou-

tros países.

A alvenaria armada vinha sendo aprovada com sucesso pois combinava as vantagens de durabilidade, resistência ao fogo e boa aparência com a considerável rapidez e barateamento da construção.

Em 1932 foi organizado o "Conselho de Pesquisa de Alvenaria Armada" ("Reinforced Brick Masonry Research Board") que traçou um programa de pesquisa orientando seus trabalhos nos testes de materiais (tijolo e argamassa) e de vigas, lajes, paredes e colunas. Diversos laboratórios de estruturas cooperaram com o Conselho, entre eles: Massachusetts Institute of Technology, University of Washington, California Institute of Technology e outros.

A partir de 1940 foram iniciados os estudos para o uso da alvenaria armada de blocos de concreto, havendo então um esquecimento do material cerâmico. Várias experiências isoladas foram feitas na década de 1950 na Inglaterra, Alemanha e Suíça, e foram projetadas estruturas de até 18 andares com paredes auto portantes de até 15cm utilizando blocos de concreto.

Em 1963, o Structural Clay Products Institute (atualmente The Brick Institute of America) estabeleceu um programa nacional de testes de alvenaria e a partir de 1966 surgem as normas para projeto, cálculo e execução de alvenaria armada de bloco de concreto nos E.U.A. e Canadá.

Quanto a vigas executadas com tijolo vazado de barro, temos apenas notícia de experiências realizadas em 1851, tendo sido verificado um acréscimo de resistência em relação ao tijo-

lo maciço.

I.2 - Alvenaria Armada no Brasil

No Brasil, as únicas normas relativas ao tijolo vazado de barro visam sua aplicação em paredes divisórias [3], existindo em relação ao tijolo estrutural e alvenaria armada apenas um Anteprojeto de Norma [4] elaborado em 1968 pelo Professor Fernando L. Lobo B. Carneiro. Este ante-projeto foi elaborado a partir da compilação de normas estrangeiras sobre tijolo maciço de barro e vazado de concreto.

A alvenaria armada de tijolo de barro praticamente não é utilizada no Brasil, enquanto a de blocos de concreto vem sendo empregada com alguma frequência, já tendo sido construídos dezenas de prédios de 4 andares e um de até 16 pavimentos em São José dos Campos, tendo sido estes prédios projetados e executados segundo normas americanas [2].

I.3 - Justificativa da Pesquisa

A idéia básica da introdução da alvenaria armada como material estrutural é o barateamento das construções a partir da substituição do concreto armado em peças estruturais solicitadas por pequenas cargas. Sendo assim, o concreto só poderia ser substituído por um material que apresentasse características estruturais compatíveis, e sob este aspecto o tijolo apresenta qualidades de durabilidade e resistência que o colocam com perspectivas de ser introduzido como material estrutural.

Poderíamos então optar pelo tijolo vazado de barro pois apresenta as características estruturais necessárias, além de ser encontrado em todo o país. Em relação ao tijolo maciço, apresentaria as vantagens de ser mais leve e ter maior capacidade de dispersão do calor, som e umidade, possuindo também uma geometria que permite a introdução de barras de aço com pasta de argamassa em alguns dos seus furos [5]. Além das razões acima expostas, temos ainda todas as características que o tijolo, como material pré-moldado, oferece, como o não emprego de formas, possibilidade de estocagem, etc.

Outro fato importante a ser considerado para a utilização da alvenaria armada, é que não existe a necessidade do emprego da pedra britada para confecção das peças estruturais. Além de ser um material caro, a pedra não é encontrada em diversas regiões do país, onde existe a necessidade de transportá-la de lugares muito distantes e de difícil acesso (como é o caso da maior parte da Região Amazônica, onde a pedra deve vir por estradas que em muitas épocas do ano têm condições precárias de tráfego), sendo a argila uma matéria prima encontrada em abundância e as olarias indústrias fáceis de serem instaladas.

Talvez a conquista mais importante da introdução da alvenaria armada de tijolo de barro seja a deselitização da tecnologia visto que será necessário um consumo de cimento muito menor, e que o processo de fabricação da lajota seja de tecnologia mais simples do que aquele de fabricação do cimento, exigindo menores investimentos. Assim sendo, haveria a perspectiva de aplicação a nível internacional em países do terceiro mundo com grandes problemas habitacionais a serem resolvidos, e com pouco

capital e pessoal especializado para instalação e operação de fábricas de cimento.

A introdução da alvenaria armada de tijolo vazado de barro como tecnologia corrente depende, entretanto, de maiores estudos em termos do comportamento estrutural. No presente trabalho o estudo se limita ao comportamento de vigas solicitadas à flexão pura.

CAPÍTULO II

PLANO DE PESQUISA

Foram ensaiadas até à ruptura 15 vigas de alvenaria armada com aproximadamente as mesmas características geométricas e a mesma armadura transversal, sendo que os parâmetros variáveis foram o tipo de tijolo, a armadura longitudinal e a inclusão ou não de blocos de concreto armado nas extremidades para resistir ao esforço cortante (Tabela II.1 e Figuras II.1 a II.4). Foi ensaiado um modelo de cada tipo apresentado na Tabela II.1, que mostra o plano de ensaios:

TABELA II.1 - PLANO DE ENSAIOS

TIPO DE TIJOLO USADO NA CON - FECÇÃO DA VIGA	ARMADURA LONGITUDINAL	EXTREMIDADE	DESIGNAÇÃO DA VIGA
A	2 ϕ 1/2" AÇO CA24	com bloco	V1A
	2 ϕ 1/2" AÇO CA50B	com bloco	V2A
	3 ϕ 1/2" AÇO CA24	com bloco	V3A
	4 ϕ 1/2" AÇO CA24	com bloco	V4A
	2 ϕ 1/2" AÇO CA24	sem bloco	V1ASB
B	2 ϕ 1/2" AÇO CA24	com bloco	V1B
	2 ϕ 1/2" AÇO CA50B	com bloco	V2B
	3 ϕ 1/2" AÇO CA24	com bloco	V3B
	4 ϕ 1/2" AÇO CA24	com bloco	V4B
	2 ϕ 1/2" AÇO CA24	sem bloco	V1BSB
C	2 ϕ 1/2" AÇO CA24	com bloco	V1C
	2 ϕ 1/2" AÇO CA50B	com bloco	V2C
	3 ϕ 1/2" AÇO CA24	com bloco	V3C
	4 ϕ 1/2" AÇO CA24	com bloco	V4C
	2 ϕ 1/2" AÇO CA24	sem bloco	V1CSB

Apesar do objetivo deste trabalho ser o estudo da flexão pura, as 3 vigas sem bloco foram executadas com o intuito de

termos uma primeira idéia do comportamento da alvenaria armada sujeita ao esforço cortante, e servir de orientação para futuras pesquisas.

As vigas foram identificadas segundo a nomenclatura:

$$V_n \left\{ \begin{array}{c} A \\ B \\ C \end{array} \right\}^{SB}$$

onde:

n - índice que determina a quantidade e tipo do aço usado na armadura longitudinal:

n = 1	2 ϕ 1/2" AÇO CA24
n = 2	2 ϕ 1/2" AÇO CA50B
n = 3	3 ϕ 1/2" AÇO CA24
n = 4	4 ϕ 1/2" AÇO CA24

A	} Lote do tijolo com o qual a viga foi confeccio
B	
C	
	nada

SB - Índice usado apenas se não houver blocos de concreto para resistir ao esforço cortante (vigas "sem bloco"*).

Assim, por exemplo, a viga V2A tem armadura longitudi

* No decorrer deste trabalho, chamaremos as vigas que possuem blocos de concreto para resistir ao esforço cortante de vigas "com bloco". As vigas que não possuem blocos de concreto para resistir ao esforço cortante serão chamadas de vigas "sem bloco" apesar de terem pequenos blocos de concreto para garantir a ancoragem da armadura longitudinal, e também para evitar esmagamento dos tijolos pelos macacos hidráulicos nos pontos de aplicação das cargas.

nal formada por 2 ϕ 1/2" AÇO CA50B, tijolo do lote A, e viga "com bloco".

A viga V1B^{SB}, tem 2 ϕ 1/2" AÇO CA24 como armadura longitudinal, tijolo do lote B, e viga "sem bloco".

II.1 - Características Geométricas - Detalhes de Armação

As características geométricas e os detalhes de armação das vigas são mostrados nas Figuras II.1 a II.4.

O dimensionamento das partes de alvenaria armada solicitadas por esforços de flexão pura foi feito em função das cargas de serviço, sem majoração, e das tensões admissíveis abaixo (equações II.2 a II.4), no estágio II, supondo válida a hipótese das seções planas e nula a resistência da alvenaria aos esforços de tração oriundos da flexão. O módulo de elasticidade é suposto igual a $1000 f_{ack}$ [4], sendo considerados $f_{arg,cm} = 12,5 \text{ N/mm}^2$ e f_{tcm} = variando entre 8,0 e 12,0 N/mm^2 , estimados a partir das referências [4] e [6].

$$f_{ack} = f_{tcm} \left[\frac{f_{arg,cm}/f_{tcm}}{0,45 + f_{arg,cm}/f_{tcm}} \right] \quad (II-1)$$

$$\overline{f}_{ac} = \frac{f_{ack}}{3} \quad (II-2)$$

$$\text{AÇO CA24 : } \overline{f}_s = 120 \text{ N/mm}^2 \quad (II-3)$$

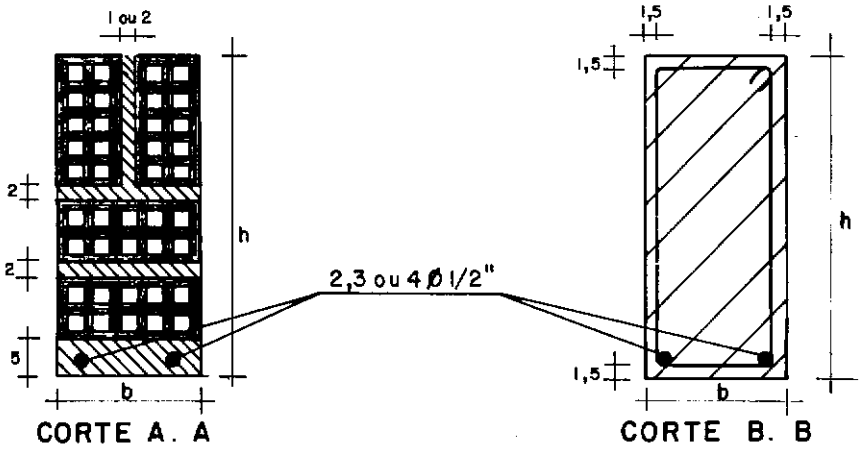
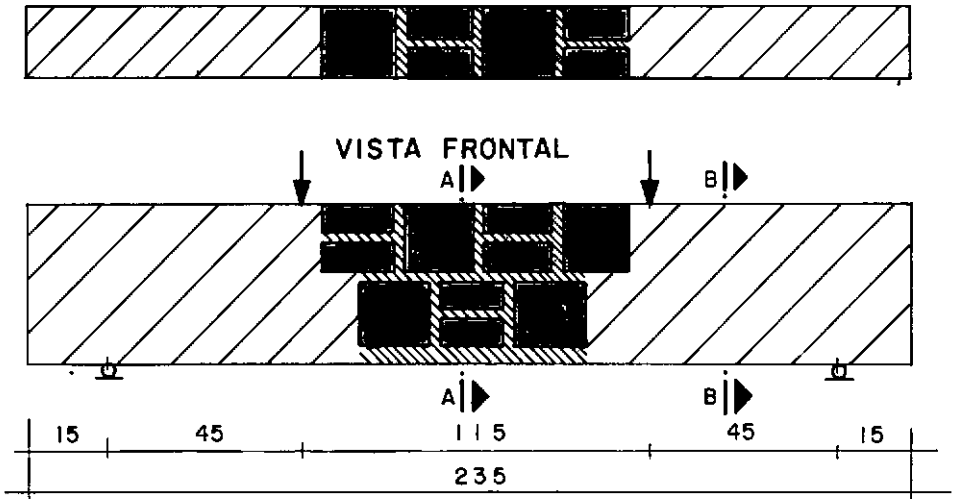
$$\text{AÇO CA50B: } \overline{f}_s = 160 \text{ N/mm}^2 \quad (II-4)$$

As armaduras longitudinais foram calculadas com intuito de serem obtidos os casos de vigas sub, super e normalmente armadas. As vigas $V1A^{SB}$, $V1B^{SB}$ e $V1C^{SB}$ tiveram um dimensionamento ao esforço cortante feito segundo as referências [1] e [4].

O dimensionamento das regiões de concreto armado foi feito segundo as recomendações CEB-FIP-72, sendo que para ser evitado o risco de ocorrer um tipo de ruptura que não fosse o desejado, houve um super-dimensionamento tanto para os estribos, como para os comprimentos de ancoragem dos ferros longitudinais, tendo sido adotado para f_{ck} o valor de $10,0 \text{ N/mm}^2$.

Com o intuito de verificar a forma de ruptura das vigas projetadas, foram realizados três pré-ensaios que diferiram dos modelos definitivos por não haver "mata-junta" vertical e pela posição da armadura longitudinal que passava por dentro dos furos dos tijolos inferiores, trabalhando solidariamente com uma argamassa injetada [6]. As experiências mostraram a necessidade de "matar as juntas" verticais e também uma dificuldade na injeção da argamassa nos furos dos tijolos onde havia armadura longitudinal. Somente a partir destas verificações foram executados os modelos definitivos, nos quais se optou pela colocação da armadura fora dos furos, por baixo dos tijolos e embutida numa camada de argamassa de 5 cm de espessura (Figuras II.1 a II.4).

VISTA SUPERIOR



VIGA	b (cm)	h (cm)
V1A	17,3	38,5
V2A	16,6	37,8
V3A	17,0	38,6
V4A	17,0	37,0
V1B	18,6	44,5
V2B	19,0	43,0
V3B	18,7	43,2
V4B	17,9	43,0
V1C	18,9	42,8
V2C	19,0	43,0
V3C	18,5	44,0
V4C	18,7	43,9



CONCRETO



ARGAMASSA



TIJOLO

(Cotas em cm)

Figura II.1 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS VIGAS " COM BLOCO "

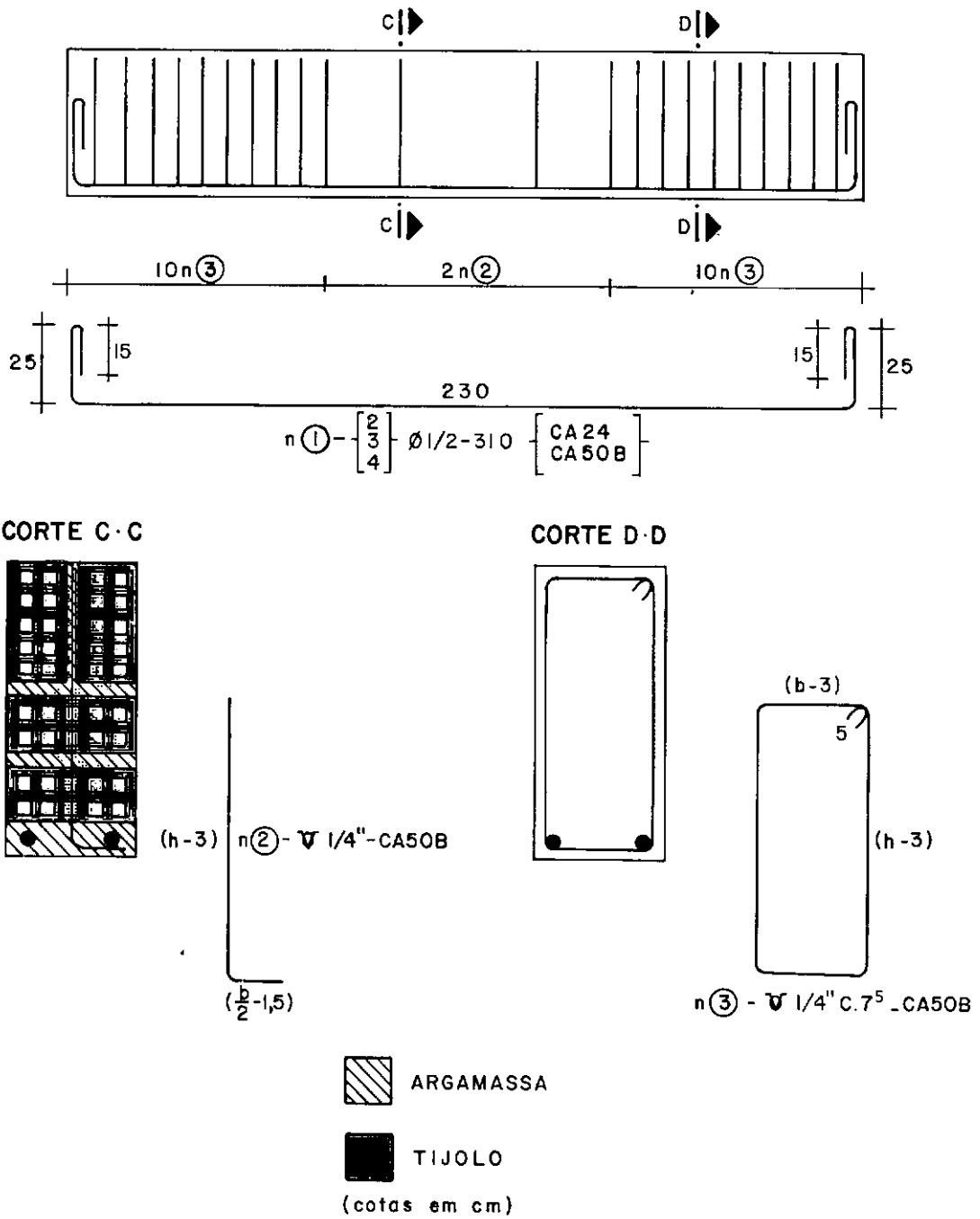


Figura II. 2 _ ARMAÇÃO DAS VIGAS " COM BLOCO "

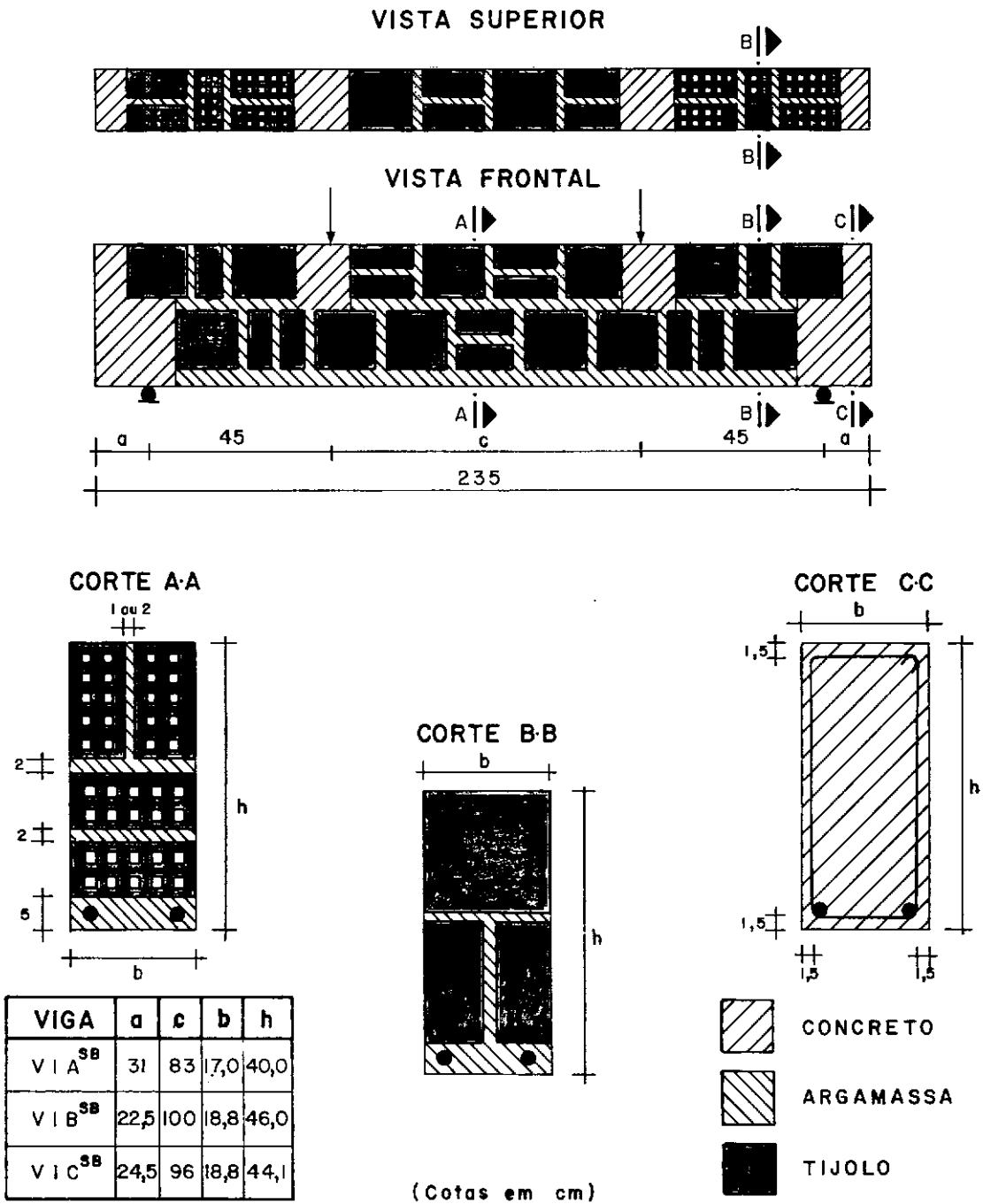
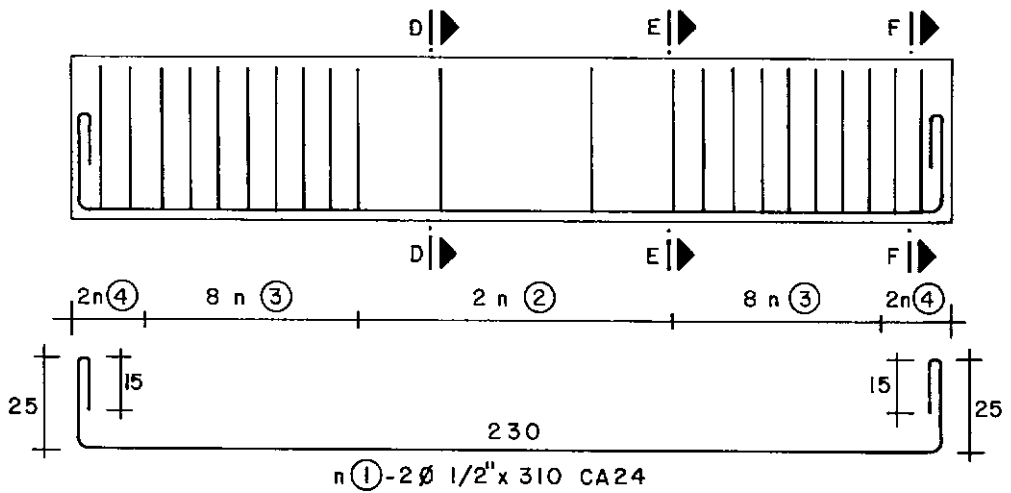


Figura II.3 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS VIGAS " SEM BLOCO "



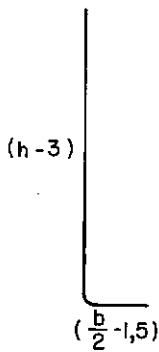
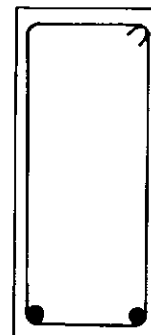
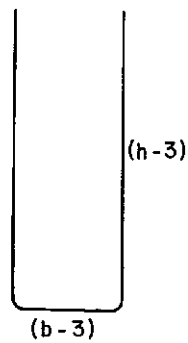
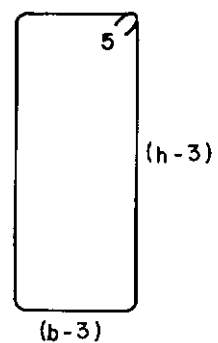
CORTE D-D



CORTE E-E



CORTE F-F

n(2) - ∇ 1/4" - CA50Bn(3) - ∇ 1/4" C.7⁵ - CA50Bn(4) - ∇ 1/4" C.7⁵ - CA50B

ARGAMASSA



TIJOLO

(cotas em cm)

Figura II.4_ ARMAÇÃO DAS VIGAS " SEM BLOCO "

II.2 - Execução das Vigas

II.2.1 - Vigas "com bloco"

1.^a etapa:

Com a forma umedecida e os ferros longitudinais já na sua posição definitiva, foi colocada a 1.^a camada de argamassa (5 cm de espessura) na parte central da viga (Figura II.5a), tendo sido a argamassa misturada e vibrada manualmente. Foram inseridos então os dois estribos centrais (Figura II.5b) e em seguida os tijolos foram ajustados em camadas (Figura II.5c). Os tijolos estavam imersos em água antes de serem utilizados, para não absorverem a água da argamassa. Os ferros longitudinais estavam colocados de modo a ficarem com um recobrimento de 1,5 cm.

2.^a etapa:

Foram colocados os estribos referentes aos blocos de concreto armado e feita a concretagem (Figura II.5d).

A 1.^a e a 2.^a etapas foram executadas em épocas diferentes.

II.2.2 - Vigas "sem bloco"

1.^a etapa:

Com a forma já umedecida, foi colocada a 1.^a camada de argamassa com cerca de 1,5 cm de espessura ao longo da parte da

viga referente à alvenaria. Foram inseridos os estribos em U nas partes extremas e os em L na parte central (Figura II.6a). Assentou-se a armadura longitudinal e completou-se a camada de 5 cm de argamassa conforme é visto na Figura II.6b.

Os tijolos centrais foram colocados com os seus furos formando uma direção paralela ao eixo da viga, e as lajotas restantes tiveram seus furos na vertical de tal modo que os estribos penetrassem nos seus furos como indicado na Figura II.6c. Em todos os furos onde havia armadura transversal foi injetada, por gravidade, uma argamassa fluida.

Tanto a argamassa de assentamento dos tijolos, como a de injeção foram misturadas e vibradas manualmente, e as lajotas estavam imersas em água antes de serem utilizadas.

2.^a etapa:

Foram inseridos os estribos referentes aos blocos de concreto e foi feita a concretagem nas partes indicadas na Figura II.6c.

A 1.^a e a 2.^a etapas foram executadas em épocas diferentes.

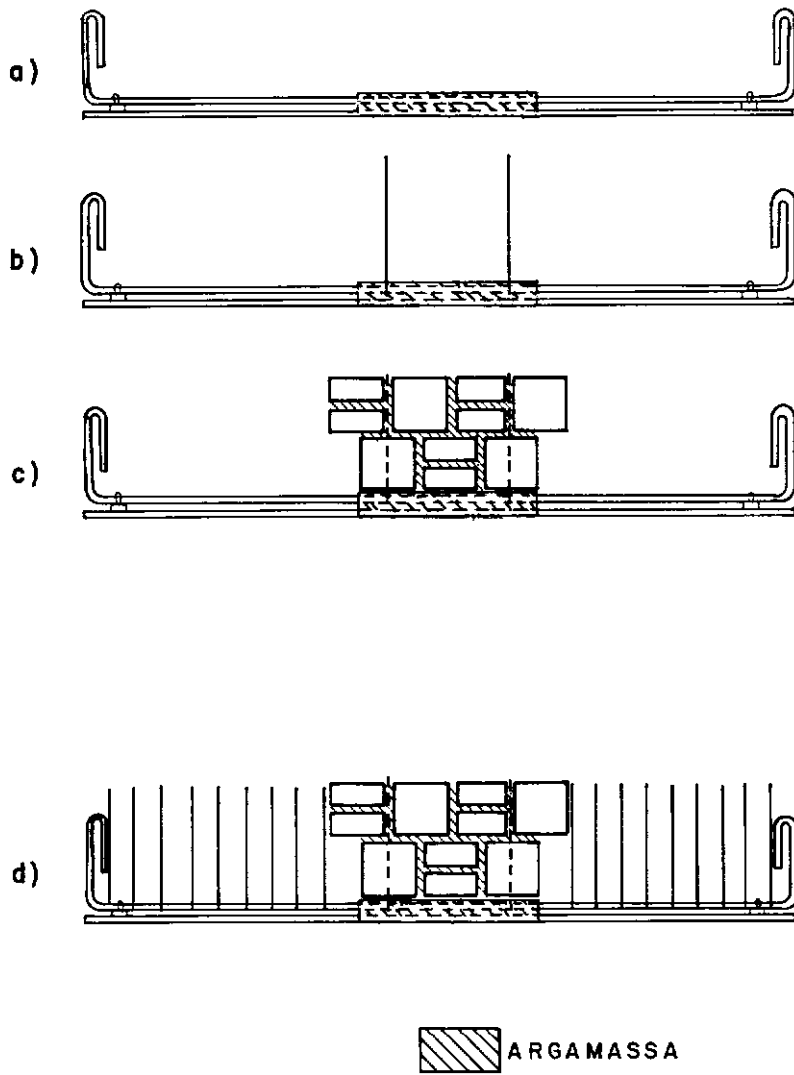


Figura II.5_ EXECUÇÃO DAS VIGAS " COM BLOCO "

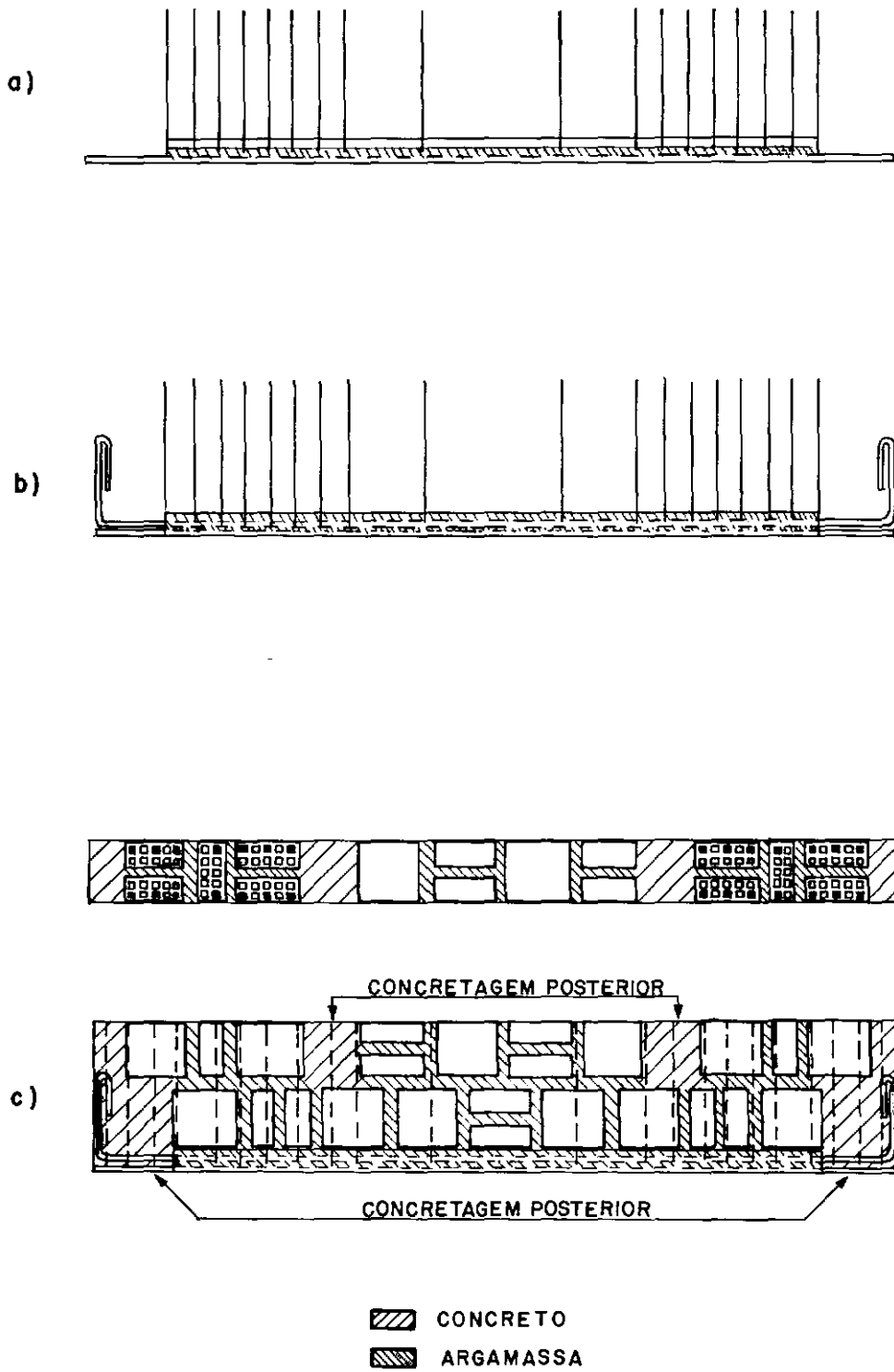


Figura II.6_ EXECUÇÃO DAS VIGAS " SEM BLOCO "

II.3 - Esquema de Ensaio

II.3.1 - Montagem

A montagem adotada foi a de viga simplesmente apoiada com duas cargas concentradas simétricas (Figura II.7). Essa montagem foi a escolhida por ter a vantagem de combinar duas condições de teste, a saber:

- Flexão pura na região entre as cargas
- Esforço cortante constante nas duas regiões entre carga e apoio da viga

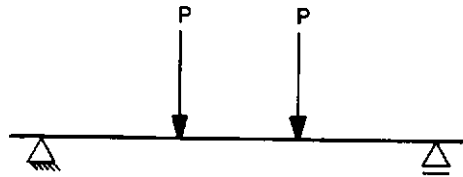


Figura II.7. ESQUEMA DE CARREGAMENTO

As cargas foram aplicadas por meio de dois macacos hidráulicos (capacidade máxima de 250 kN) conectados a um pulsador Amsler.

Para cada viga ensaiada foram realizadas, em média, 10 etapas de carga. Os ensaios foram montados na placa de reação do Laboratório de Estruturas do Centro de Tecnologia da UFRJ.

II.3.2 - Instrumentação

a) Deformação da Alvenaria na Seção de Simetria

Foram utilizadas 2 bases de medida na face superior e

6 bases em cada face lateral, conforme podemos observar na Figura II.8.

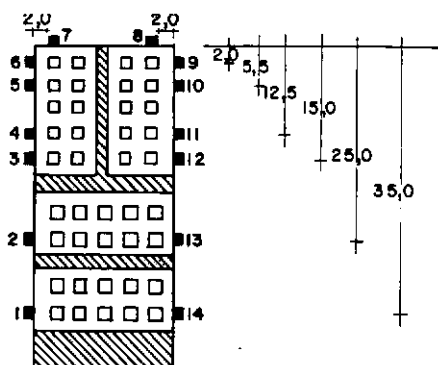


Figura II.8_ SEÇÃO DE SIMETRIA (cotas em cm)

A deformação num determinado nível foi assumida como a média das deformações nas duas faces laterais, e, na face superior, como a média das duas medidas nesta face.

O aparelho usado para a leitura das deformações da alvenaria na seção de simetria das vigas foi um extensômetro mecânico marca Huggenberger (Tensotast) de base de medida 100 mm e sensibilidade de 0,001 mm.

b) Rotações nos Apoios

As rotações nos apoios foram medidas conforme mostrado na Figura II.9. O aparelho usado para esta medição foi um clinômetro de bolha marca Stoppani com sensibilidade de 2".

c) Deslocamentos Verticais

Os deslocamentos verticais foram medidos com um catenômetro marca Wild Heerbrug com sensibilidade de 0,1 mm, nos pontos mostrados na Figura II.9.

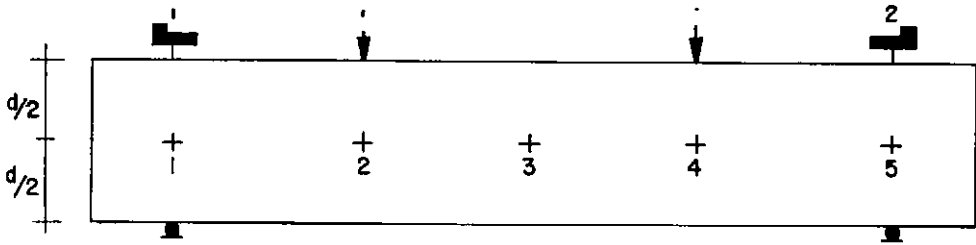


Figura II.9_ LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE MEDIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS
LOCALIZAÇÃO DOS CLINOMETROS

d) Deformação da Armadura Longitudinal

Para a leitura destas deformações foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER) marca Kyowa, base 5 mm, sendo que para cada viga foi tomada a deformação na seção de simetria. Para cada seção de simetria foi utilizado 1 EER em cada ferro longitudinal, sendo a deformação na seção assumida a través da média dessas leituras. A disposição dos EER para uma viga com 2 ferros longitudinais é mostrada na Figura II.10.



Figura II.10_ COLOCAÇÃO DOS EER

e) Deformação da Alvenaria na Alma

Essas medições foram efetuadas somente nas vigas "sem bloco" para que fosse observado o funcionamento da alvenaria ar mada quando solicitada ao esforço cortante. Elas foram tomadas segundo inclinações de 45° , 135° e paralela ao eixo das vigas.

Os pontos onde foram realizadas estas medições são mostrados na Figura II.11.

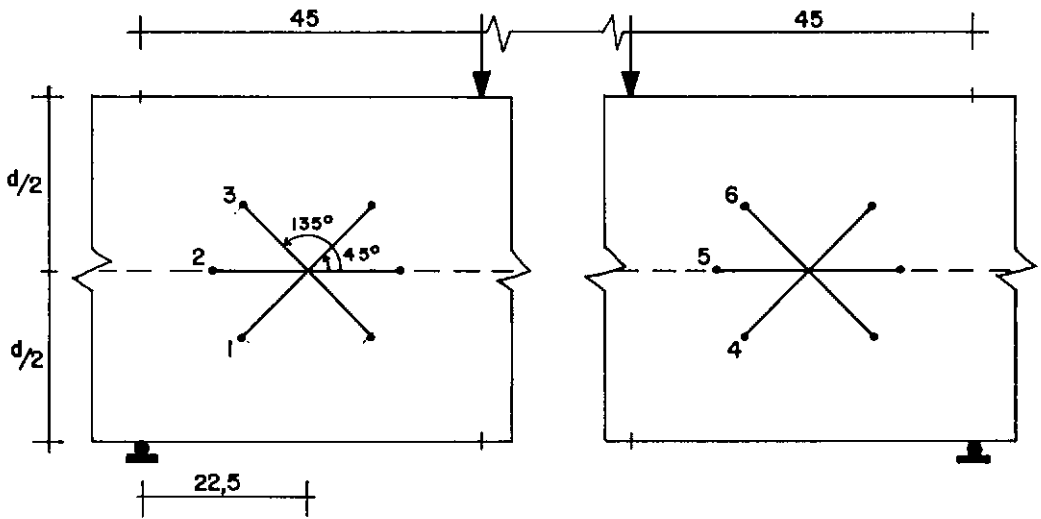


Figura II.11. PONTOS DE MEDIÇÃO DE DEFORMAÇÃO DA ALVENARIA NA ALMA (cotas em cm)

As medidas foram tomadas nas duas faces laterais das vigas, tendo sido assumida a deformação numa determinada direção através da média das deformações nas duas faces.

O aparelho usado para a leitura das deformações da alvenaria na alma foi um extensômetro mecânico marca Huggenberger de base de medida 250 mm e sensibilidade de 0,001 mm.

CAPÍTULO III

MATERIAIS

III.1 - Aço

Foram utilizados os aços CA-24 e CA-50B para a armadura longitudinal e o CA-50B para a armadura transversal. Foram ensaiados somente os ferros longitudinais.

Os ensaios de tração foram feitos em amostras retiradas das barras do lote recebido e os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela III.1.

TABELA III.1 - CARACTERÍSTICAS DO AÇO

AMOSTRA	TIPO DE AÇO	ϕ_{med} (mm)	A_s (cm ²)	f_y (N/mm ²)	f_r (N/mm ²)	ϵ_y (^o /100)	E_s (kN/mm ²)
1	CA24	12,8	1,28	547	836	2,45	222
2	CA24	13,1	1,35	296	467	1,38	215
3	CA24	13,1	1,36	324	456	1,56	207
4	CA24	13,0	1,33	316	463	1,55	204
5	CA24	13,1	1,35	274	460	1,33	205
6	CA24	13,2	1,36	309	456	1,47	210
7	CA24	13,1	1,34	321	463	1,53	210
8	CA24	13,1	1,35	326	467	1,47	222
9	CA24	13,1	1,35	296	470	1,50	198
10	CA24	13,1	1,34	328	470	1,56	210
11	CA24	13,3	1,39	338	468	1,62	209
12	CA24	13,2	1,38	301	464	1,43	210
13	CA50B	13,1	1,35	519	678	4,41	215
14	CA50B	13,1	1,34	552	687	4,32	237

Para cada viga foram identificadas as barras utilizadas com o objetivo de sabermos suas características reais.

Os diagramas tensão-deformação médios encontrados para os tipos de aço empregados são apresentados na Figura III.1.

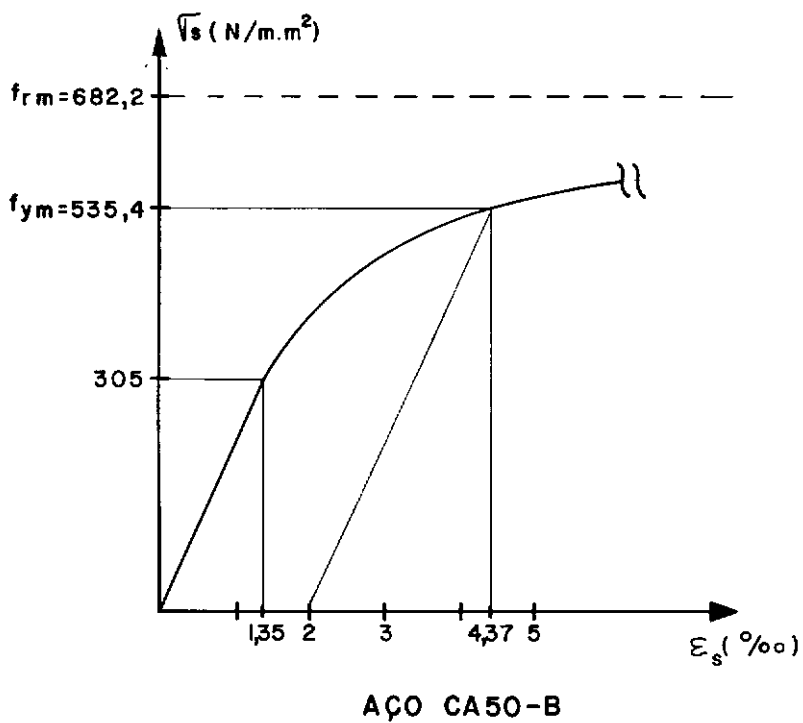
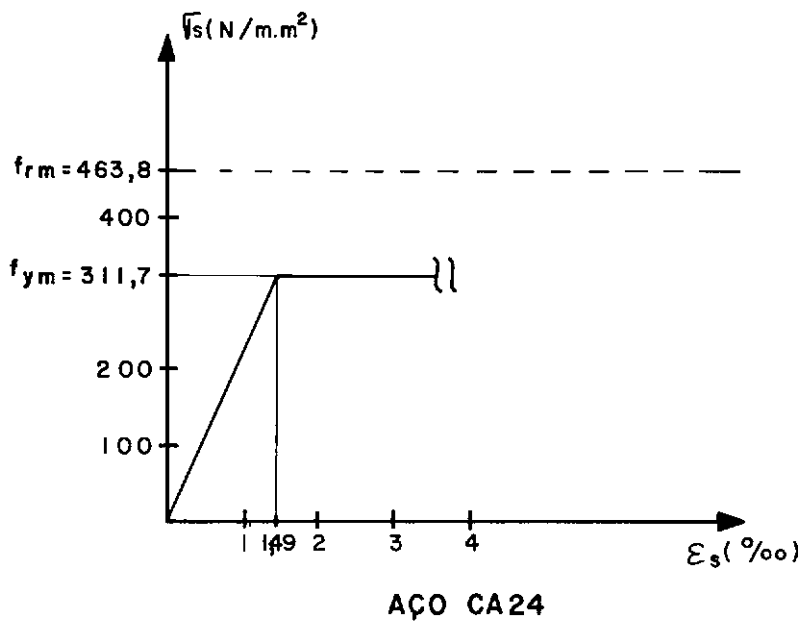


Figura III.1 - CARACTERÍSTICAS DOS AÇOS

III.2 - Concreto

Foi utilizado concreto com traço em peso de:

1 : 2,5 : 3,5

Fator água-cimento: $x = 0,6$

Os componentes utilizados foram:

- areia grossa
- agregado graúdo, com $D_{\max} = 19 \text{ mm}$ (brita nº 1)
- cimento tipo Portland, marca Mauã - CP320

Para cada viga foi moldado 1 corpo de prova, vibrado com vibrador de imersão e capeado com pasta de cimento, que era rompido à mesma época do ensaio da viga correspondente. Apresentamos na Tabela III.2, os valores da resistência à compressão para cada viga.

TABELA III.2 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

VIGA	f_{cc} (N/mm ²)	IDADE (dias)
V1A	12,5	62
V2A	13,9	36
V3A	14,3	37
V4A	12,6	35
V1B	10,4	30
V2B	12,1	38
V3B	16,3	32
V4B	12,9	44
V1C	10,3	47
V2C	9,9	38
V3C	11,2	31
V4C	14,6	39

Conforme podemos verificar na Tabela III.2, a dispersão dos valores da resistência à compressão foi pequena, tendo

sido encontrado para todas as vigas uma média de $12,6 \text{ N/mm}^2$, para valores máximo e mínimo de $16,3 \text{ N/mm}^2$ e $9,9 \text{ N/mm}^2$ respectivamente, e um desvio padrão de $1,95 \text{ N/mm}^2$.

III.3 - Tijolo

III.3.1 - Características Gerais

Foram escolhidos três lotes de tijolos de fabricantes e regiões diferentes. Em todos os lotes houve uma perda inicial em torno de 60% por defeito de fabricação, e com os restantes foram realizados os ensaios de compressão e executadas as vigas. Para os tijolos usados nos ensaios de compressão simples (tijolos e prismas de alvenaria) houve uma seleção razoável e para as vigas uma seleção rigorosa.

As características geométricas dos tijolos são mostradas na Figura III.2, e na Tabela III.3 são apresentadas informações sobre coloração, dureza aparente e relação entre área útil e área bruta.

TABELA III.3 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS TIJOLOS

LOTES	$\frac{A_u}{A_{br}}$	COLORAÇÃO*	DUREZA APARENTE
A	0,47	rosa clara	duros
B	0,53	avermelhada	macios
C	0,44	rosa clara	duros

* O lote B apresentou uma coloração uniforme, enquanto os lotes A e C apresentaram uma coloração desuniforme, provavelmente devido a queima mal executada do material.

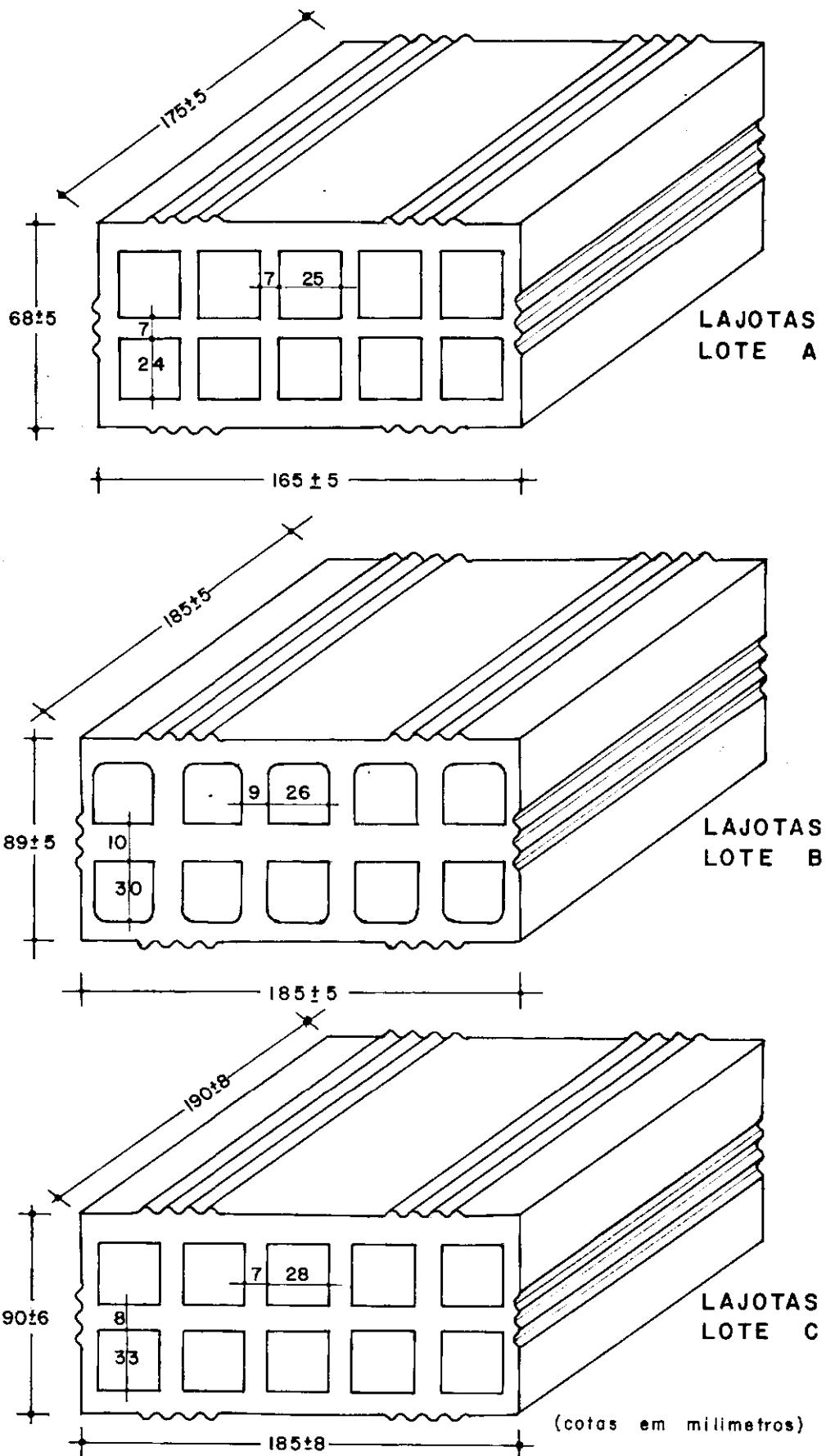


Figura III.2 _ CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS LAJOTAS

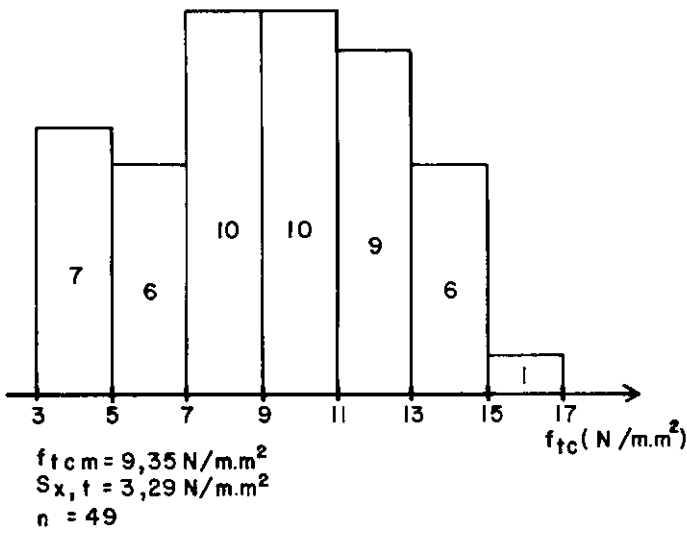
A área do tijolo foi assumida como sendo a área útil (área bruta diminuída da área dos furos), pois segundo o Anteprojeto de norma [4], quando a área útil de um tijolo for menor do que 75% da área bruta, devemos considerar todos os cálculos em relação a área útil.

III.3.2 - Resistência À Compressão Simples

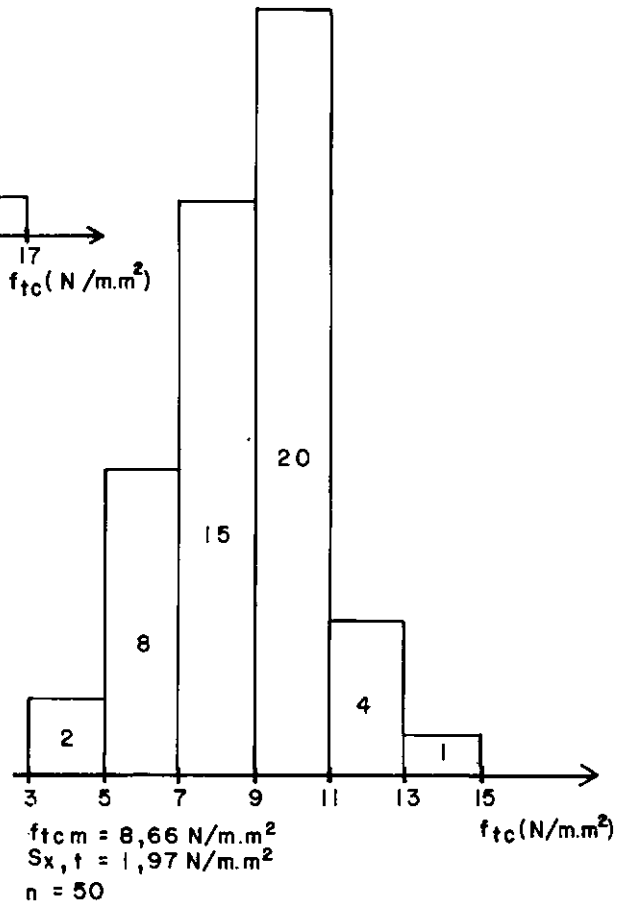
Os tijolos foram ensaiados pelo método denominado "Ensaio COPPE" [7], com a carga aplicada na direção dos furos para melhor reproduzir a situação de compressão na flexão. As faces onde a carga foi aplicada foram submetidas a um capeamento de gesso.

A Figura III.3 apresenta os histogramas dos valores de resistência à compressão simples dos n tijolos ensaiados. Podemos verificar a não uniformidade dos lotes A e C, se observarmos que os seus desvios padrões são superiores aproximadamente 70% em relação ao desvio padrão do lote B. Esse fato pode ser explicado, já que a maioria das olarias brasileiras não possui um controle mínimo de qualidade na fabricação do tijolo. A dispersão dos valores da resistência à compressão foi grande para todos os lotes. Os valores médio (f_{tcm}), máximo ($f_{tcm\max}$), mínimo ($f_{tcm\min}$) e desvio padrão ($s_{x,t}$) para cada lote são apresentados na Tabela III.4.

LOTE A



LOTE B



Obs: Tensões calculadas em relação à área útil

LOTE C

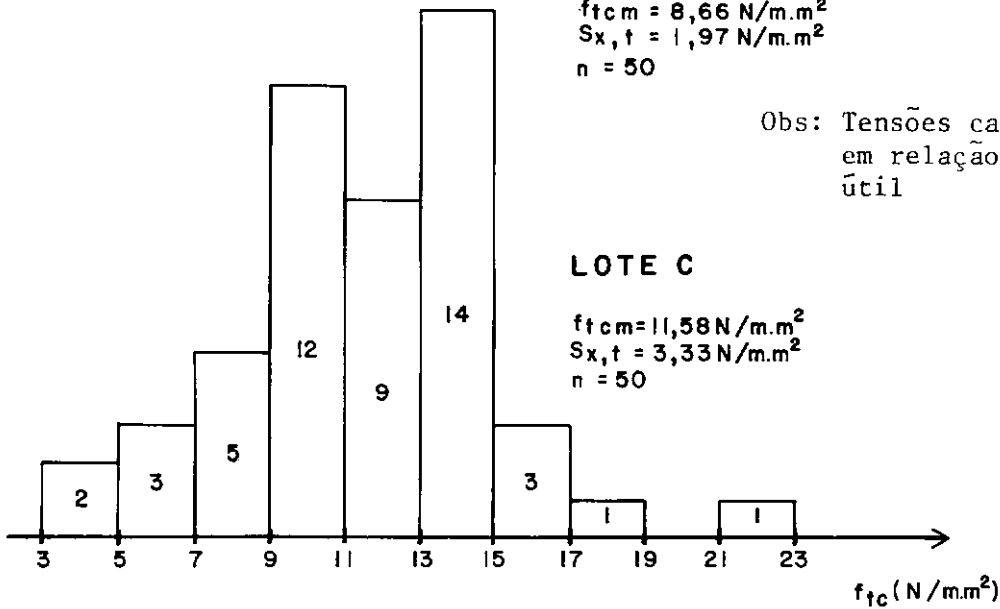


Figura III.3 – HISTOGRAMAS DOS VALORES DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DOS TIJOLOS

TABELA III.4 - RESISTÊNCIAS DOS TIJOLOS

LOTE	n	f_{tcm_2} (N/mm ²)	s_{x,t_2} (N/mm ²)	f_{tcmax_2} (N/mm ²)	f_{tcmin_2} (N/mm ²)
A	49	9,35	3,29	15,9	3,4
B	50	8,66	1,97	13,3	3,6
C	50	11,58	3,33	21,5	4,8

III.4 - Argamassa

O traço adotado para as argamassas foi de 1 : 0,18 : 1,7 em peso de cimento, cal e areia, com fator água-cimento 0,40 para a argamassa de assentamento e 0,65 para argamassa de injeção, que foi utilizada nas vigas VIA^{SB} , VIB^{SB} e VIC^{SB} . O cimento utilizado foi do tipo Portland, marca Mauã - CP320, a cal hidratada de marca Crem-Cal e a areia grossa e peneirada.

Para cada viga foram moldados 8 corpos de prova cilíndricos de 50 x 100 mm, vibrados manualmente e ensaiados à compressão no dia da ruptura dos modelos. Na Tabela III.5 são apresentados os valores médios obtidos nos ensaios dos corpos de prova para a argamassa de assentamento e na Tabela III.6 os valores médios obtidos nos ensaios de 3 corpos de prova para a argamassa de injeção.

TABELA III.5 - CARACTERÍSTICAS DA ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO

VIGA	$f_{arg,cm}$ (N/mm ²)	IDADE (dias)
V1A	29,6	123
V2A	20,0	82
V3A	29,9	77
V4A	27,2	85
V1A ^{SB}	24,5	122
V1B	26,8	76
V2B	28,9	94
V3B	25,7	129
V4B	30,1	113
V1B ^{SB}	31,7	118
V1C	20,5	113
V2C	26,1	94
V3C	29,3	71
V4C	31,4	101
V1C ^{SB}	25,7	96

TABELA III.6 - CARACTERÍSTICAS DA ARGAMASSA DE INJEÇÃO

VIGA	$f_{inj,cm}$ (N/mm ²)	IDADE (dias)
V1A ^{SB}	12,7	122
V1B ^{SB}	26,0	118
V1C ^{SB}	11,1	96

III.5 - Alvenaria

III.5.1 - Resistência À Compressão Simples

Para cada viga executada foram moldados de 7 a 10 prismas de alvenaria, capeados com pasta de gesso, e confeccionados com tijolos do mesmo lote que a viga correspondente, sendo a argamassa utilizada para a confecção dos corpos de prova e da viga retirada de uma sô betonada. De acordo com a referência [1] que ressalta a importância da qualidade do trabalho manual, decidimos que a viga e os corpos de prova deveriam ser executados pelo mesmo pedreiro.

Os prismas foram feitos com o intuito de reproduzir de forma mais aproximada a situação da alvenaria na zona comprimida das vigas. As características geométricas dos prismas podem ser vistas na Figura III.4.

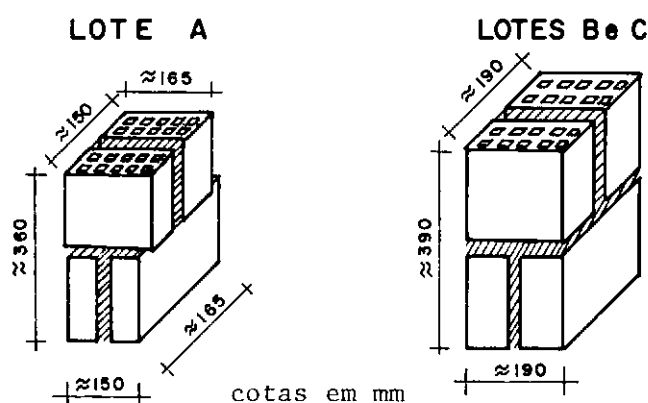


Figura III.4 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS PRISMAS

Esses prismas foram rompidos à mesma época do ensaio da viga correspondente. As Figuras III.5 a III.7 representam os histogramas da resistência à compressão simples dos n prismas ensaiados para os lotes A, B e C, e a Tabela III.7 fornece os valores de f_{acm} e $s_{x,a}$ para as diversas vigas.

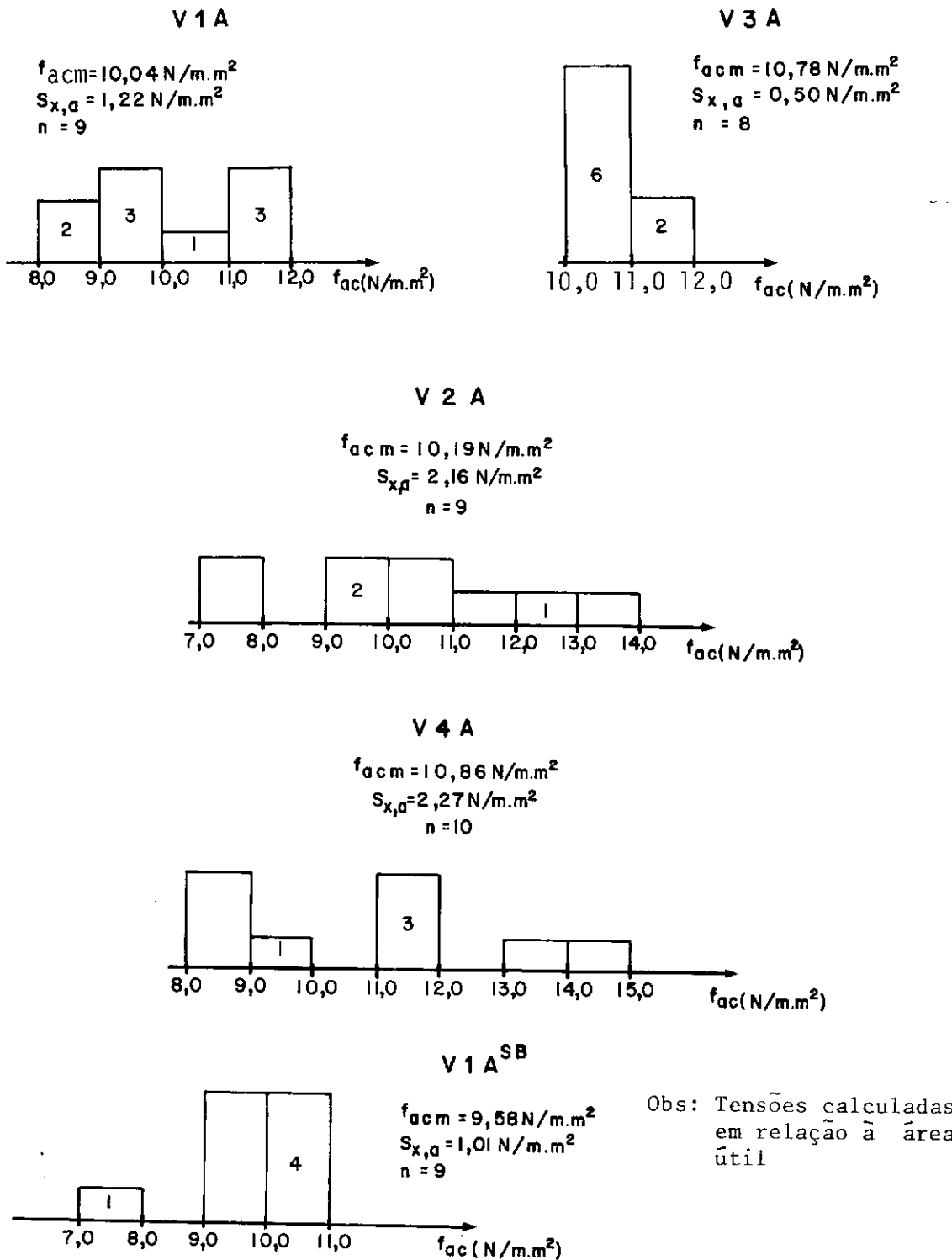
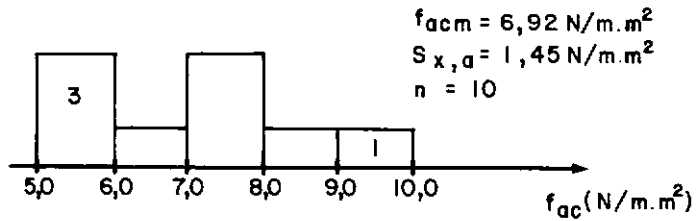
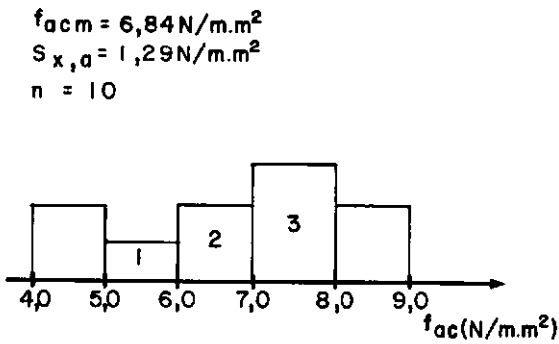


Figura III.5 _ HISTOGRAMAS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DOS PRISMAS DAS VIGAS V1A, V2A, V3A, V4A e V1A^{SB}

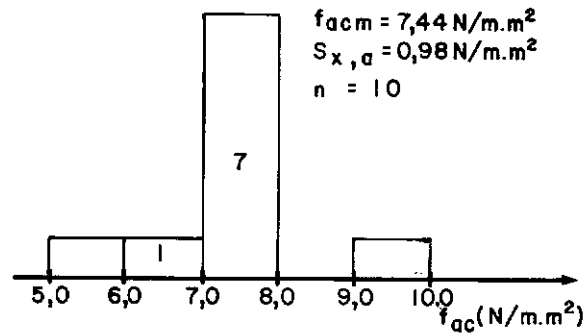
V 1 B



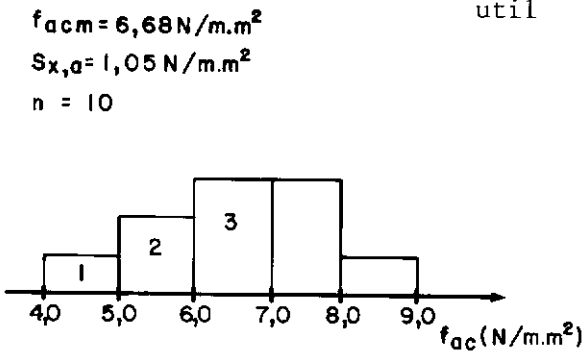
V 2 B



V 3 B



V 4 B



Obs: Tensões calculadas
em relação à área
útil

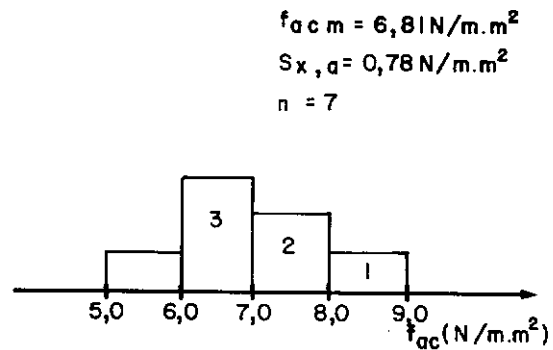
V 1 B^{SB}

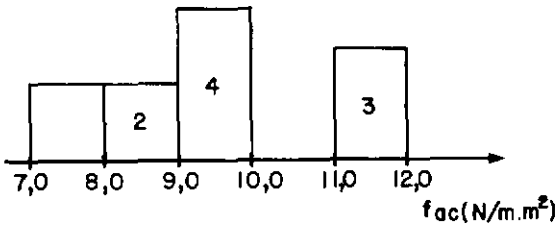
Figura III.6 - HISTOGRAMAS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES
DOS PRISMAS DAS VIGAS V1B, V2B, V3B, V4B, V1B^{SB}

V1C

$$f_{acm} = 9,81 \text{ N/m.m}^2$$

$$S_{x,a} = 1,49 \text{ N/m.m}^2$$

$$n = 9$$

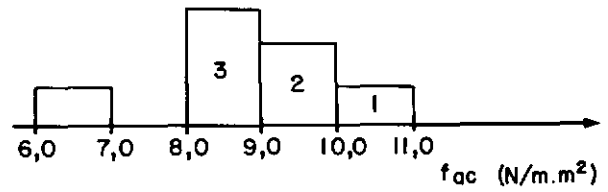


V2C

$$f_{acm} = 8,78 \text{ N/m.m}^2$$

$$S_{x,a} = 1,28 \text{ N/m.m}^2$$

$$n = 7$$

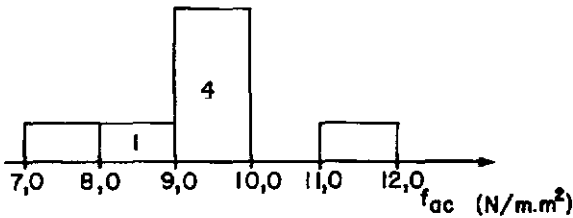


V3C

$$f_{acm} = 9,54 \text{ N/m.m}^2$$

$$S_{x,a} = 1,18 \text{ N/m.m}^2$$

$$n = 7$$

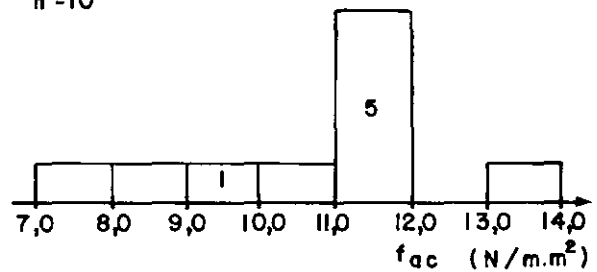


V4C

$$f_{acm} = 10,64 \text{ N/m.m}^2$$

$$S_{x,a} = 1,66 \text{ N/m.m}^2$$

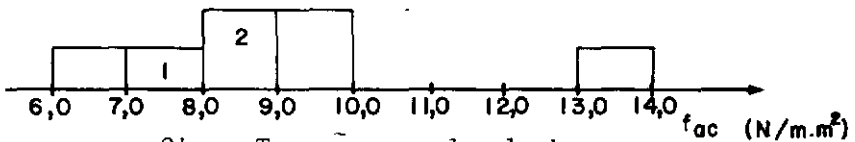
$$n = 10$$

V1C^{SB}

$$f_{acm} = 8,96 \text{ N/m.m}^2$$

$$S_{x,a} = 2,24 \text{ N/m.m}^2$$

$$n = 7$$



Obs: Tensões calculadas
em relação à área
útil

Figura III.7_ HISTOGRAMAS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIM-
PLES DOS PRISMAS DAS VIGAS V1C, V2C, V3C, V4C e
V1C^{SB}

TABELA III.7 - CARACTERÍSTICAS DOS PRISMAS
DE ALVENARIA

VIGAS	f_{acm} (N/mm ²)	$s_{x,a}$ (N/mm ²)
V1A	10,04	1,22
V2A	10,19	2,16
V3A	10,78	0,50
V4A	10,86	2,27
V1A ^{SB}	9,58	1,01
V1B	6,92	1,45
V2B	6,84	1,29
V3B	7,44	0,98
V4B	6,68	1,05
V1B ^{SB}	6,81	0,78
V1C	9,81	1,49
V2C	8,78	1,28
V3C	9,54	1,18
V4C	10,64	1,66
V1C ^{SB}	8,96	2,24

III.5.2 - Módulo de Elasticidade

Em 5 dos prismas executados para cada viga foram medidas as deformações nas 4 faces através de um extensômetro mecânico tensotast de base de medida de 10 cm. Assumimos a média das deformações nas 4 faces como a deformação do prisma em cada etapa de carga. Os incrementos de carga foram de 10 kN.

Foram feitos os gráficos tensão-deformação e determinados os módulos de elasticidade para a carga de primeira fissura de cada prisma ensaiado. Na Figura III.8 estão representados os diagramas tensão-deformação de prismas executados com ti

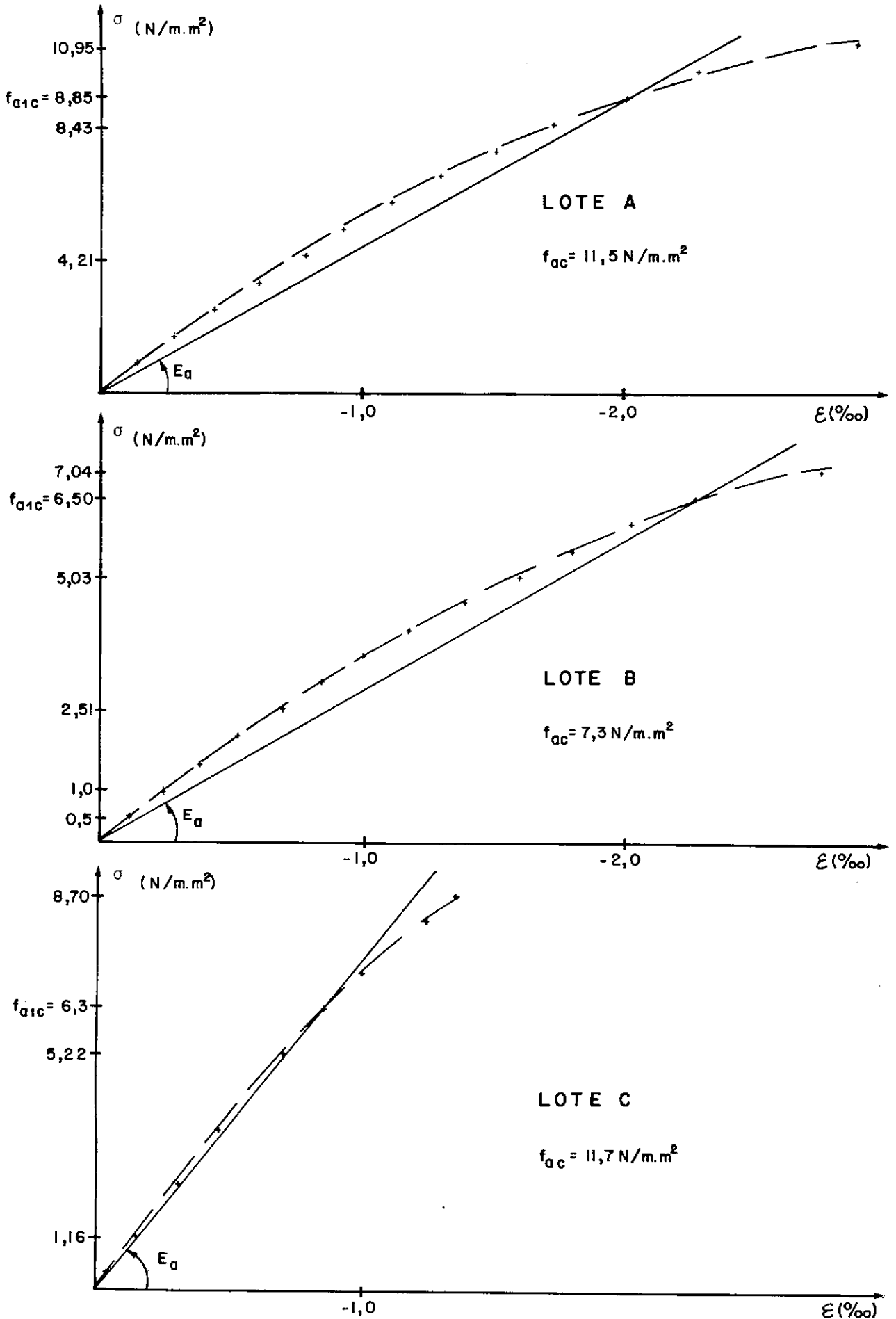


Figura III.8 - GRÁFICOS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE PRISMAS DOS LOTES A,B,C

jolos dos lotes A, B e C.

A Tabela III.8 mostra os valores médios dos módulos de elasticidade para as diversas vigas.

TABELA III.8 - MÓDULOS DE ELASTICIDADE MÉDIOS DA ALVENARIA

VIGA	E_{am} (N/mm ²)	VIGA	E_{am} (N/mm ²)	VIGA	E_{am} (N/mm ²)
V1A	3250	V1B	2867	V1C	5418
V2A	3873	V2B	2339	V2C	4334
V3A	4379	V3B	2133	V3C	6332
V4A	4796	V4B	2669	V4C	6283
V1A ^{SB}	4080	V1B ^{SB}	2218	V1C ^{SB}	4912

III.5.3 - Deformações Médias

A Tabela III.9 mostra as deformações médias dos prismas para a carga de 1.^a fissura (ϵ_{alcm}) e para aproximadamente 90% da carga de ruptura (ϵ_{acm}). A carga de 1.^a fissura era lida com uma precisão de 10 kN, o que representa em erro de $\pm 4\%$.

TABELA III.9 - DEFORMAÇÕES MÉDIAS

PRISMAS	ϵ_{a1cm} ($^{\circ}/\infty\infty$)	ϵ_{acm} ($^{\circ}/\infty\infty$)	$\frac{P_1}{P_u}$ (%)
V1A	3,0	3,53	84
V2A	2,51	2,90	81
V3A	1,90	2,43	82
V4A	2,01	2,61	81
V1A ^{SB}	1,99	2,09	81
V1B	1,80	2,44	76
V2B	2,74	3,23	81
V3B	2,48	2,97	76
V4B	2,37	2,54	82
V1B ^{SB}	2,75	3,05	86
V1C	1,26	1,94	67
V2C	1,25	1,73	65
V3C	0,90	1,66	63
V4C	1,13	1,72	56
V1C ^{SB}	1,03	1,51	63

CAPÍTULO IV

RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Apresentaremos neste capítulo, tabelas e gráficos referentes às diversas vigas ensaiadas.

IV.1 - Cargas de Ruptura

Na Tabela IV.1 apresentamos as cargas e o tipo de ruptura dos modelos ensaiados.

TABELA IV.1 - CARGA E TIPO DE RUPTURA DAS VIGAS

VIGA	TIPO DE RUPTURA*	P_u (kN)	$M_{u,obs}$ (kN . m)
V1A	T,C	57,5	25,9
V2A	C	80,0	36,0
V3A	C	70,0	31,5
V4A	C	100,0	45,0
V1A ^{SB}	T,C	60,0	27,0
V1B	T,C	65,0	29,3
V2B	C	98,8	44,4
V3B	C	100,0	45,0
V4B	C	105,0	47,3
V1B ^{SB}	T,C	80,0	36,0
V1C	T,C	80,0	36,0
V2C	C	60,0	27,0
V3C	C	92,5	41,6
V4C	C	112,5	50,6
V1C ^{SB}	C.B.	60,0	27,0

*T,C: escoamento do aço seguido de esmagamento da alvenaria (Flexão)

C : esmagamento da alvenaria (Flexão)

C.B.: esmagamento da alvenaria (compressão da biela)

IV.2 - Deformações Específicas na Seção Central

Nas Figuras IV.1 a IV.4 apresentamos as deformações específicas na seção central das diversas vigas. Estes gráficos foram traçados admitindo-se uma variação linear das deformações específicas ao longo da altura da viga. Para cada estágio de carga foi traçada uma reta a partir da deformação específica medida na armadura e passando pelas deformações específicas medidas na alvenaria, sendo desprezada a deformação específica no ponto 1 (Figura IV.5) porque, a partir da carga de 20,0kN, as vigas geralmente já se encontravam fissuradas naquele nível.

Para termos uma idéia do grau de aproximação utilizado, apresentamos na Figura IV.5 as deformações específicas ao longo da altura na seção central das vigas V4A e V2B, sem ajustamento.

Na Tabela IV.2 apresentamos os valores experimentais da altura da linha neutra, da deformação da alvenaria no bordo mais comprimido e da deformação específica da armadura para o última carga em que essas foram lidas.

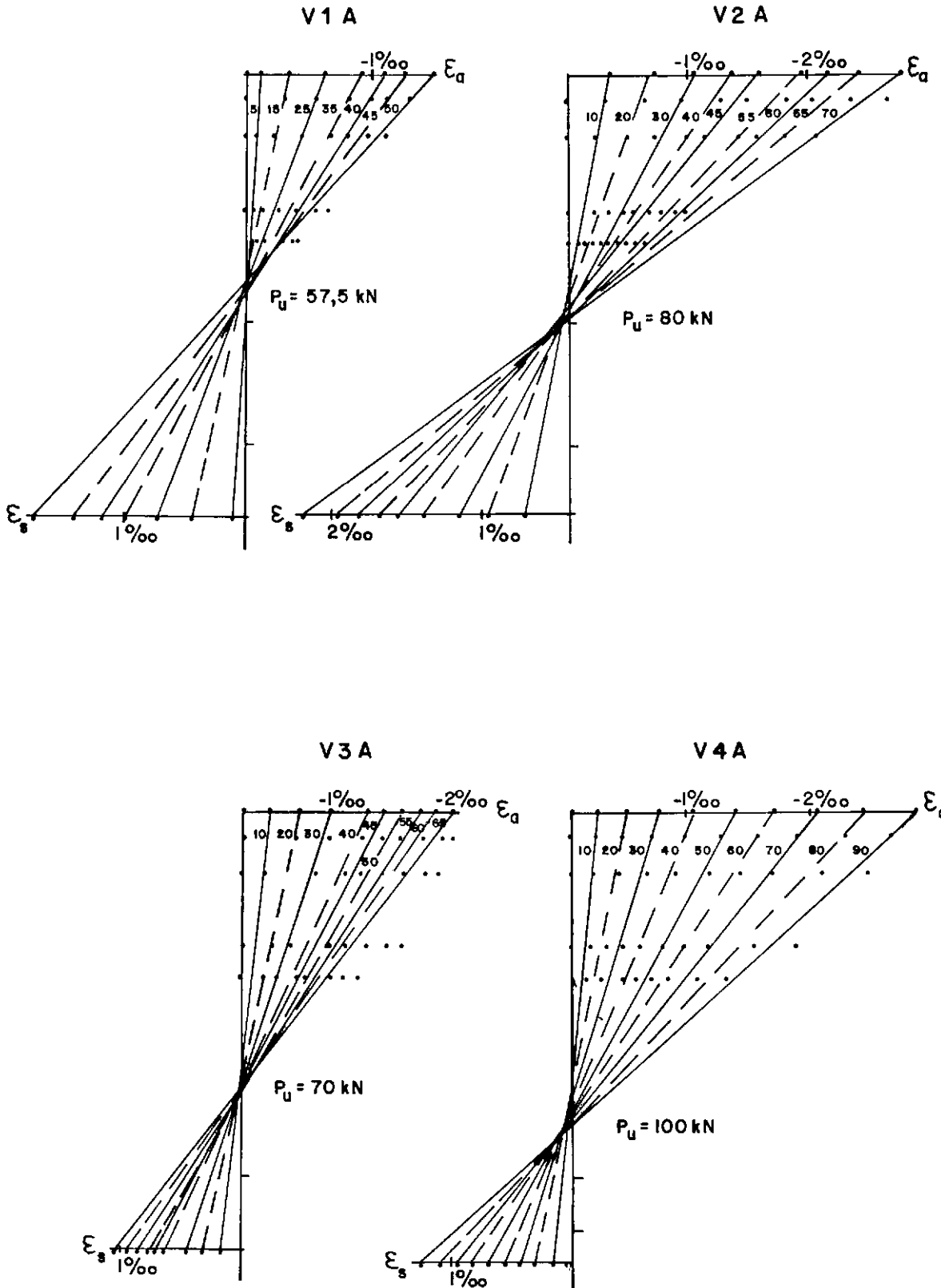


Figura IV.1. DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA NA SEÇÃO CENTRAL DAS VIGAS V1A, V2A, V3A, V4A

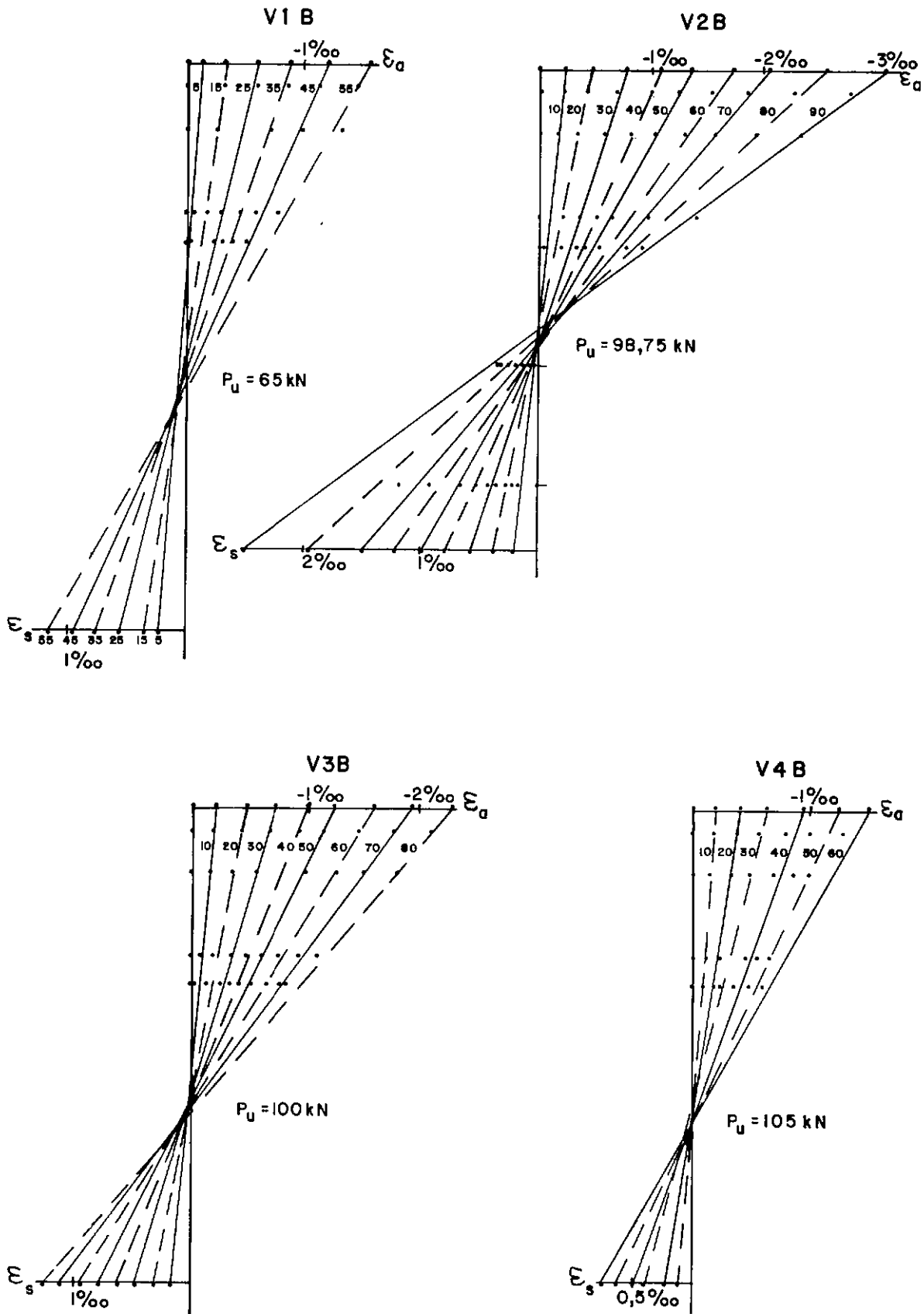


Figura IV. 2 - DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NA SEÇÃO CENTRAL DAS VICAS V1B, V2B, V3B, V4B

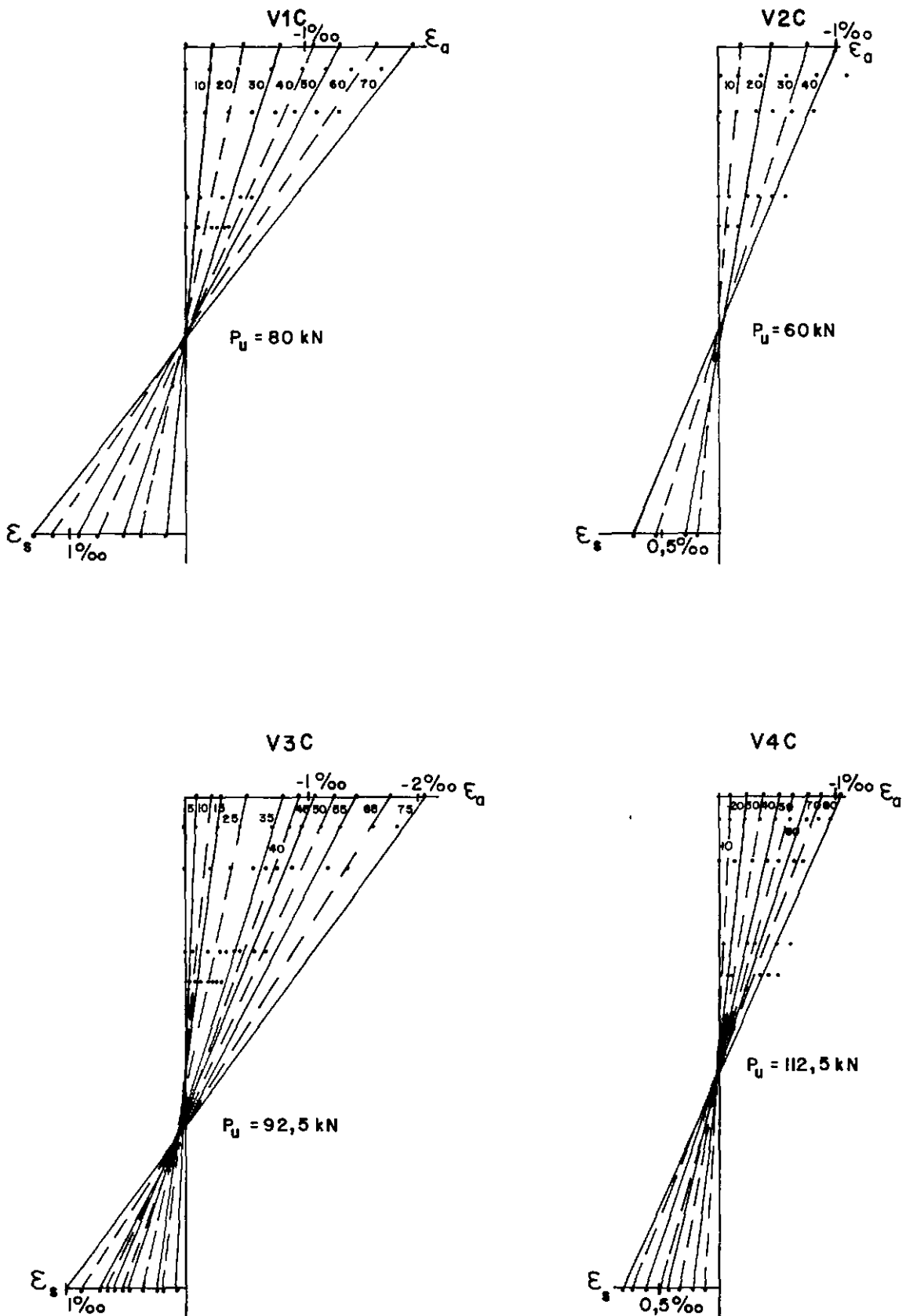


Figura IV.3_ DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NA SEÇÃO CENTRAL DAS VIGAS V1C, V2C, V3C, V4C

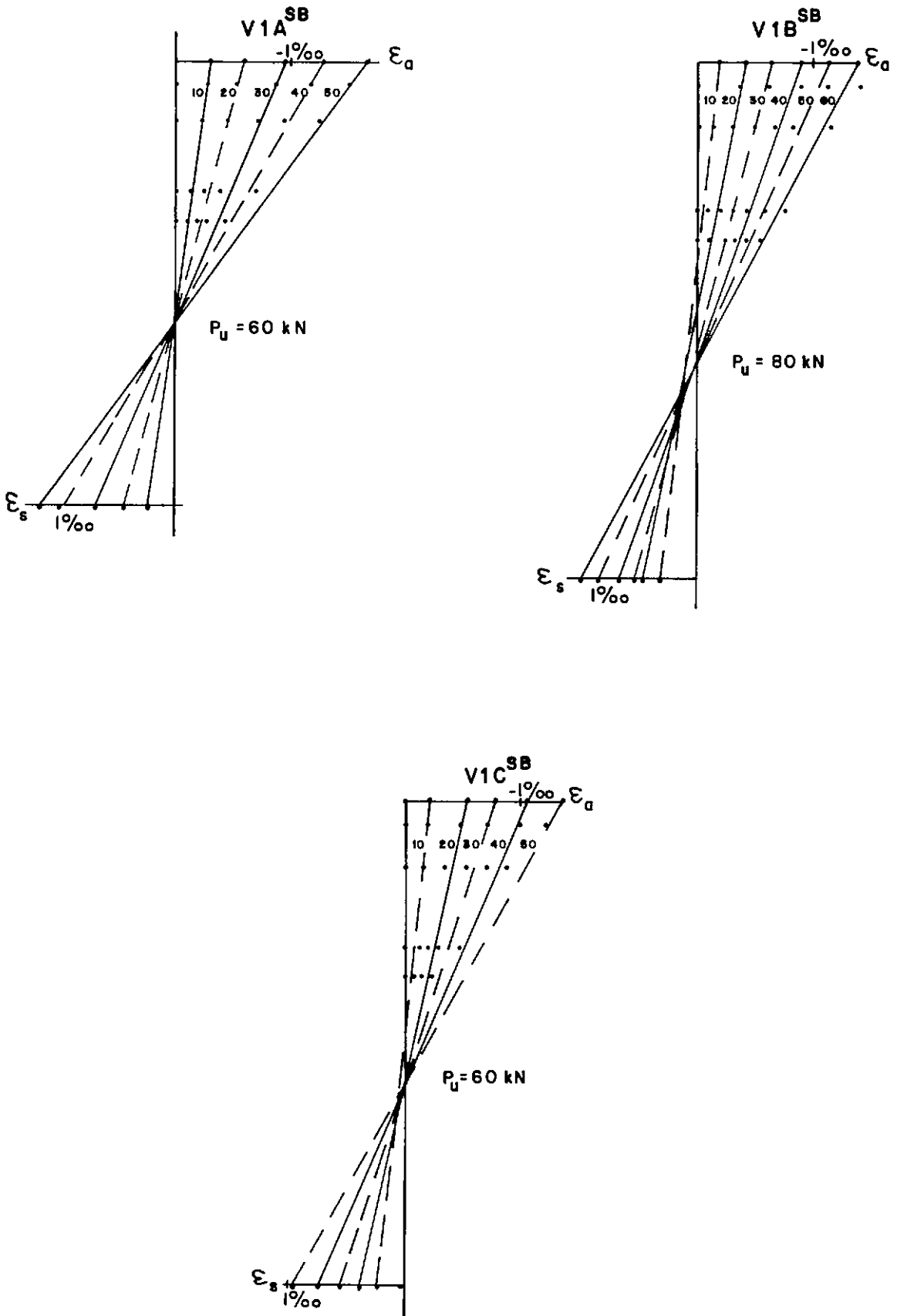


Figura IV.4_ DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NA SEÇÃO CENTRAL DAS VIGAS V1A^{SB}, V1B^{SB}, V1C^{SB}

TABELA IV.2 - ALTURA DA LINHA NEUTRA E DEFORMAÇÕES
EXPERIMENTAIS

VIGA	$\frac{P_{u.l.}}{P_u} (\%)$	x_{obs}^* (cm)	$\epsilon_{a,obs}$ ($^{\circ}/_{oo}$)	$\epsilon_{s,obs}$ ($^{\circ}/_{oo}$)
V1A	96	12,4	1,68	3,19 **
V2A	88	19,5	2,69	2,19
V3A	93	22,6	1,75	1,04
V4A	90	23,8	2,85	1,29
V1A ^{SB}	83	22,2	1,68	1,16
V1B	85	24,0	1,54	1,16
V2B	91	21,8	2,96	2,55
V3B	90	28,9	3,42	1,40
V4B	67	26,2	1,82	0,92
V1B ^{SB}	88	13,5	2,08	4,63 **
V1C	88	24,0	1,88	1,28
V2C	67	23,3	1,00	0,74
V3C	81	27,9	2,05	1,0
V4C	80	22,7	1,14	0,90
V1C ^{SB}	83	24,4	1,35	0,95

* Os valores de x_{obs} foram extraídos graficamente através dos valores de $\epsilon_{a,obs}$ e $\epsilon_{s,obs}$.

** Os valores de $\epsilon_{s,obs}$, para as vigas V1A e V1B^{SB}, foram lidos após o escoamento. Para as demais vigas os valores de $\epsilon_{s,obs}$ foram lidos antes do escoamento da armadura.

IV.3 - Rotações nos Apoios

Apresentamos nas Figuras IV.6, IV.7 e IV.8 os diagramas "carga-rotação nos apoios" para as diversas vigas ensaiadas.

O clinômetro 1 da viga V1B apresentou mau funcionamento, não constando do gráfico correspondente. Os clinômetros 1 e 2 da viga V3A apresentaram medidas idênticas, e representamos apenas o clinômetro 1.

As rotações teóricas foram calculadas pelo programa Lorane [8], e os módulos de elasticidade considerados para o concreto e para a alvenaria foram de 24000 N/mm^2 e 5000 N/mm^2 , respectivamente. Os cálculos foram efetuados com a seção não homogeneizada.

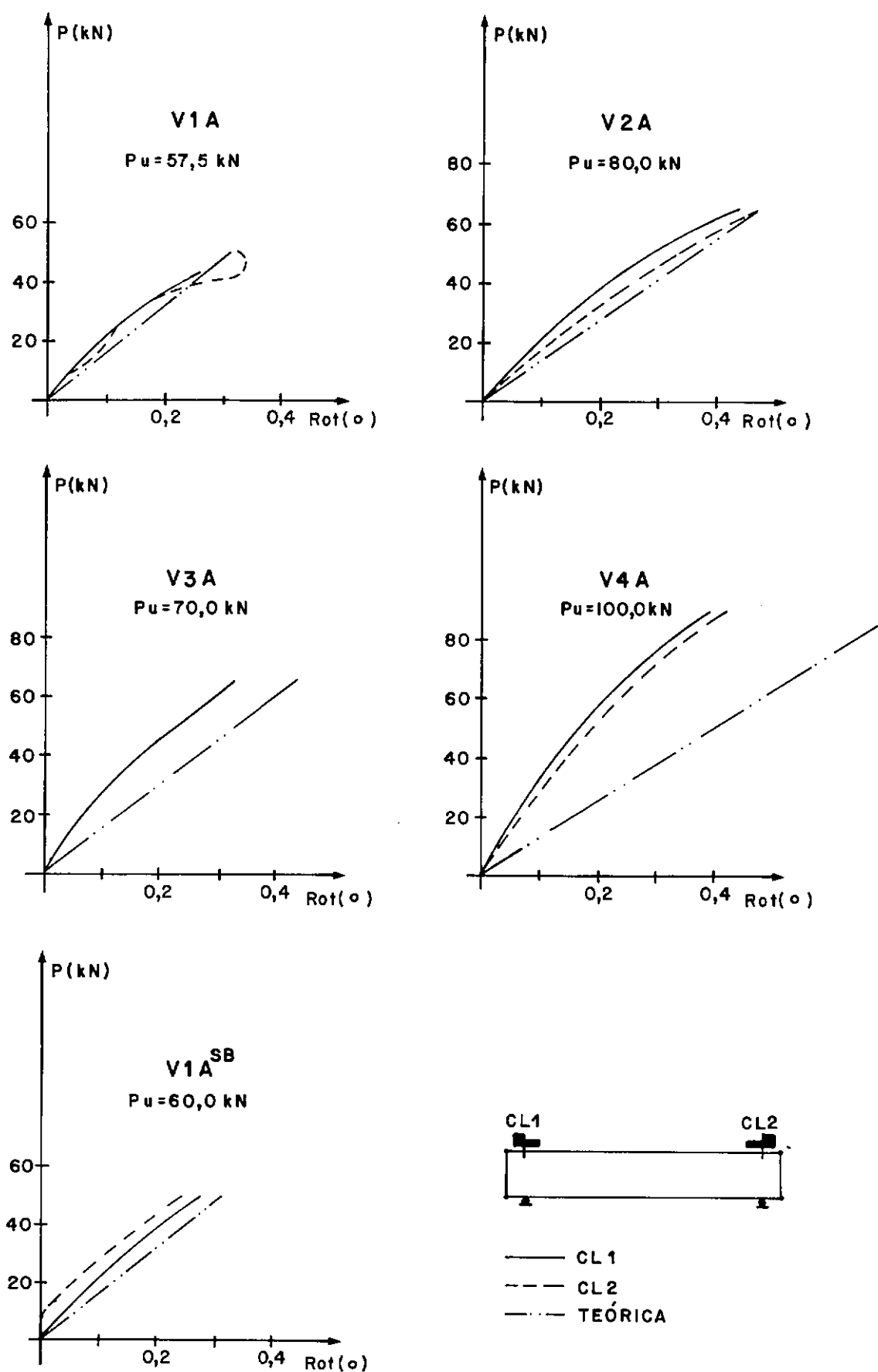
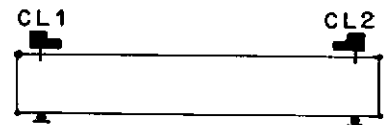
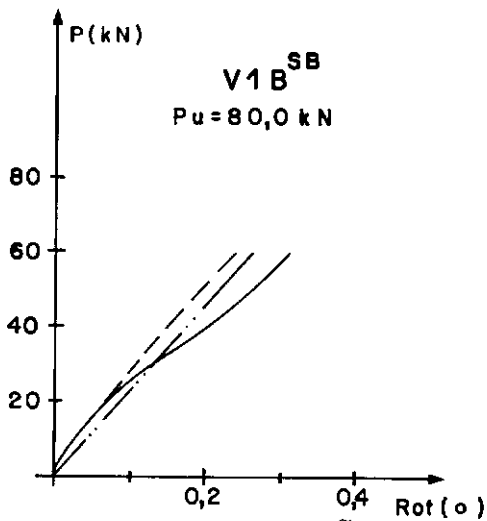
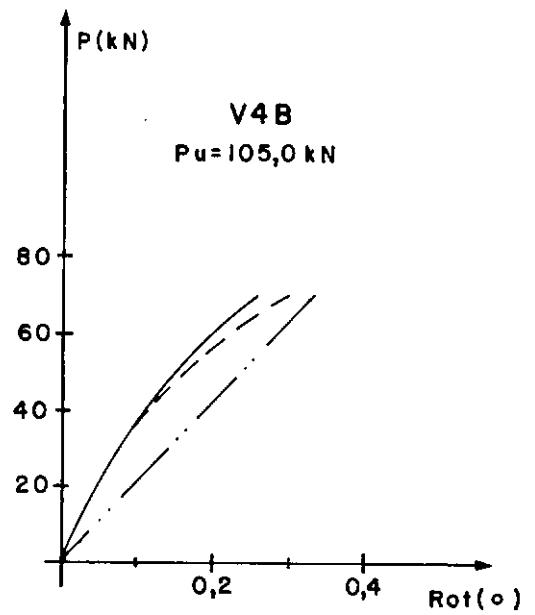
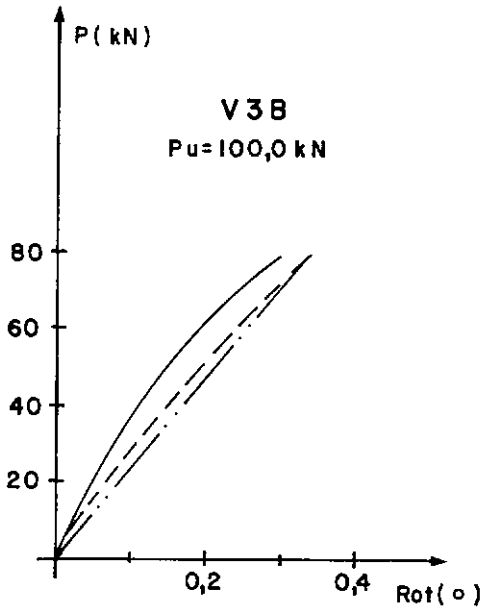
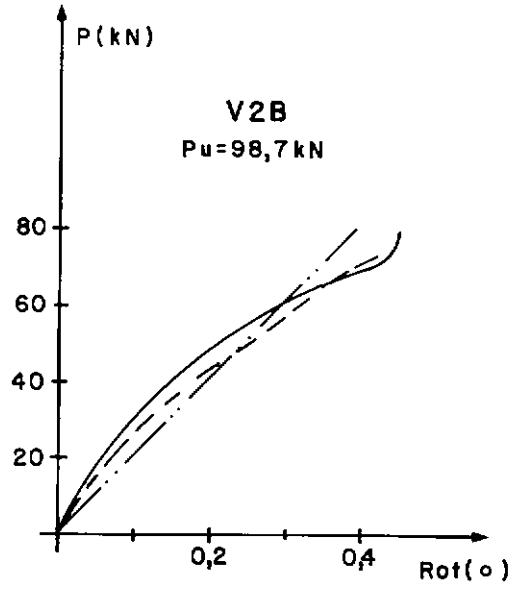
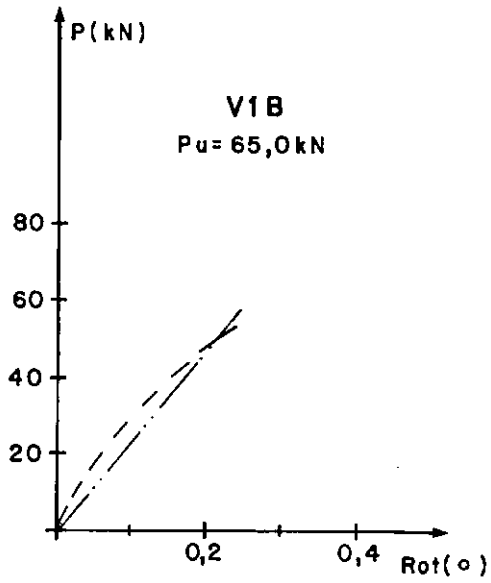


Figura IV.6 _ ROTAÇÕES NOS APOIOS



— CL 1
- - CL 2
- · - TEÓRICA

Figura IV.7_ ROTAÇÕES NOS APOIOS

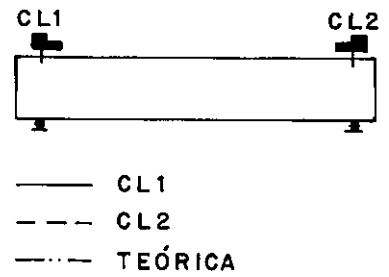
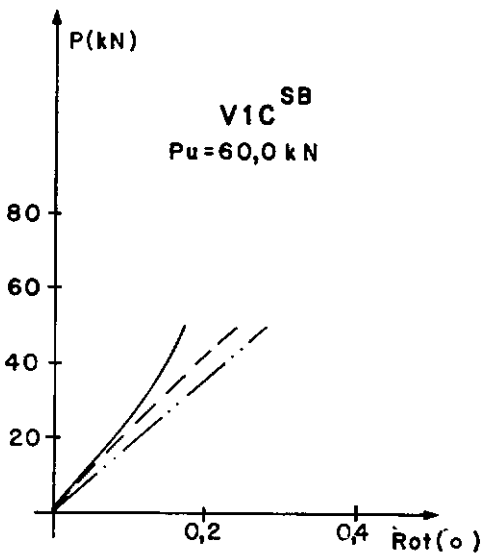
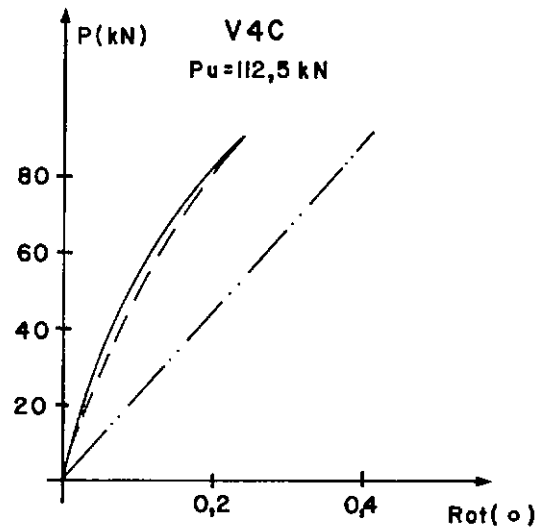
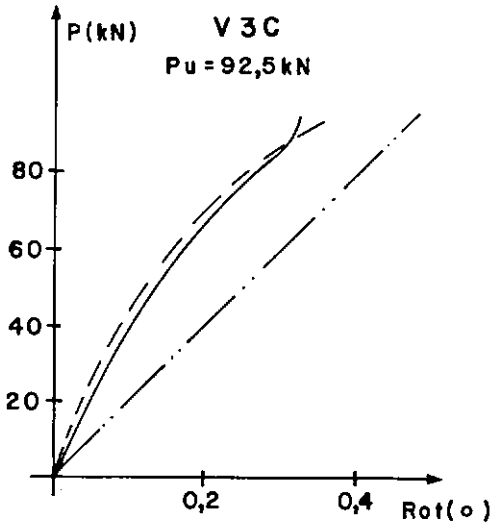
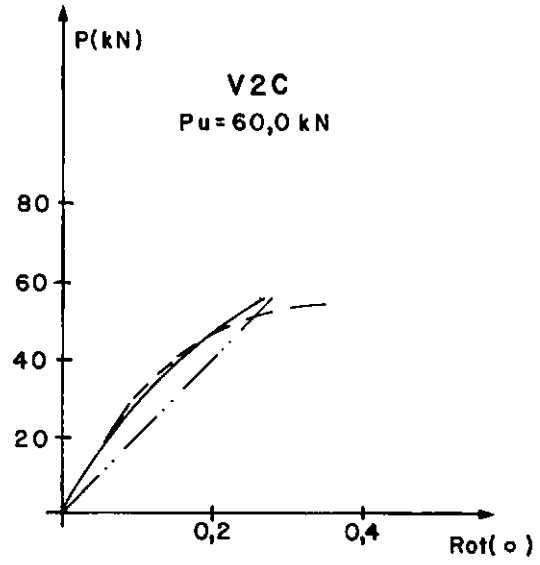
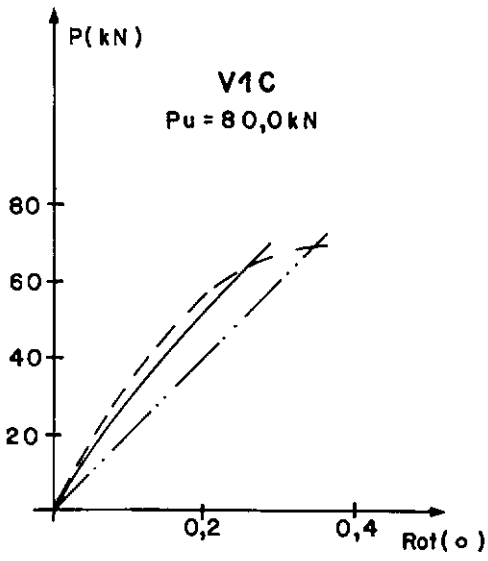


Figura IV.8 - ROTAÇÕES NOS APOIOS

IV.4 - Flechas

Apresentamos nas Figuras IV.9, IV.10 e IV.11 os diagramas "carga-flecha" nos pontos 2, 3 e 4 para as diversas vigas ensaiadas. As flechas f_2 , f_3 e f_4 foram calculadas descontando-se os recalques r_1 e r_5 conforme podemos ver na Figura IV.12:

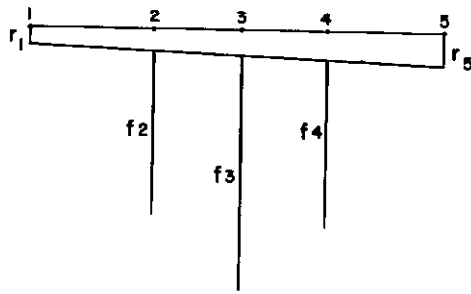


Figura IV.12

As medidas lidas no ponto 2 da viga V1B não apresentaram bons resultados, não sendo mostrado na Figura correspondente. As flechas nos pontos 2 e 4 da V1A^{SB} foram idênticas, tendo sido representado apenas o ponto 4.

As flechas teóricas foram calculadas pelo programa Lorane [8], e os módulos de elasticidade considerados para o concreto e para a alvenaria foram de 24000 N/mm^2 e 5000 N/mm^2 , respectivamente. Os cálculos foram efetuados com a seção não homogeneizada.

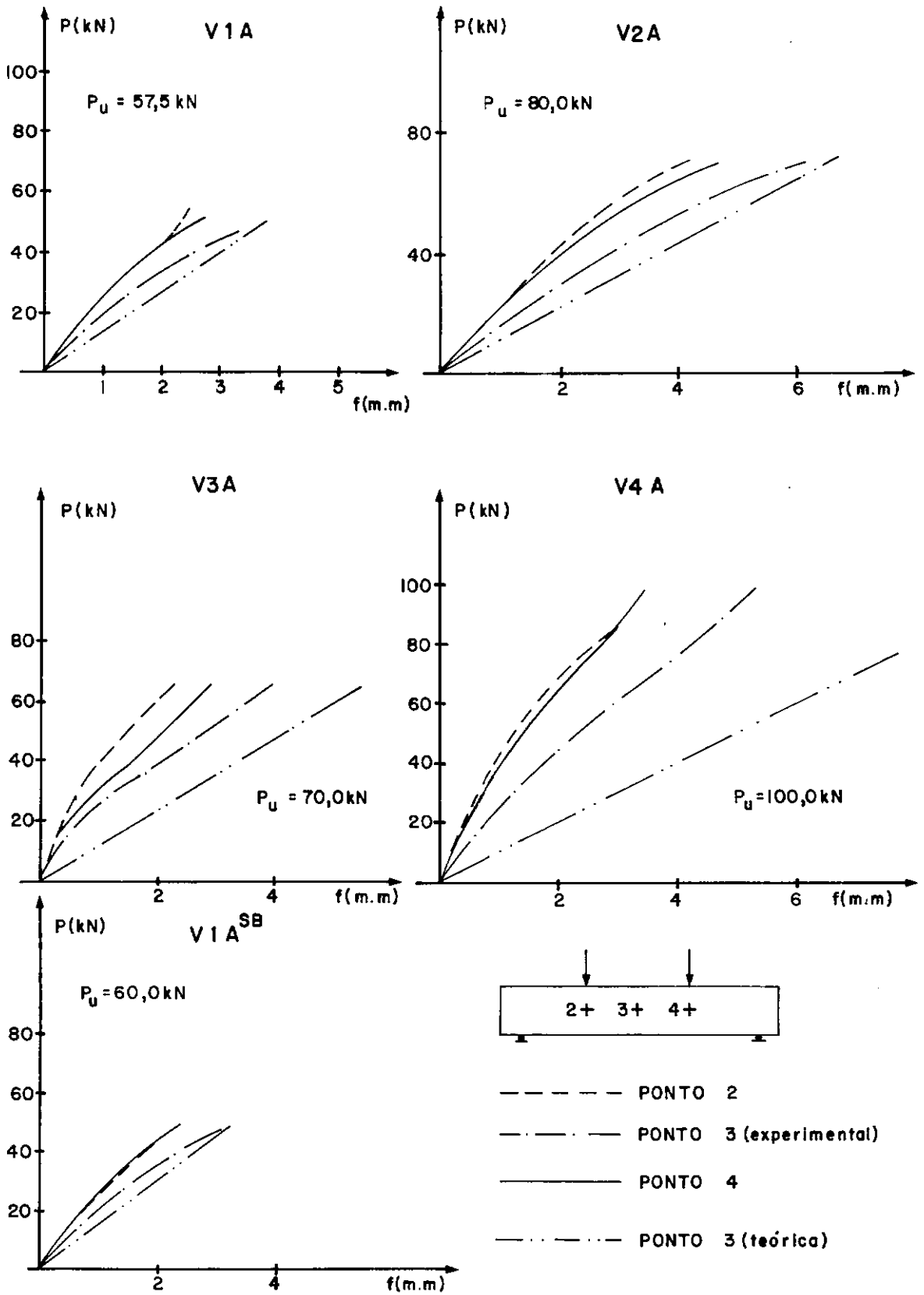


Figura IV.9 _ FLECHAS NOS PONTOS 2 3 e 4

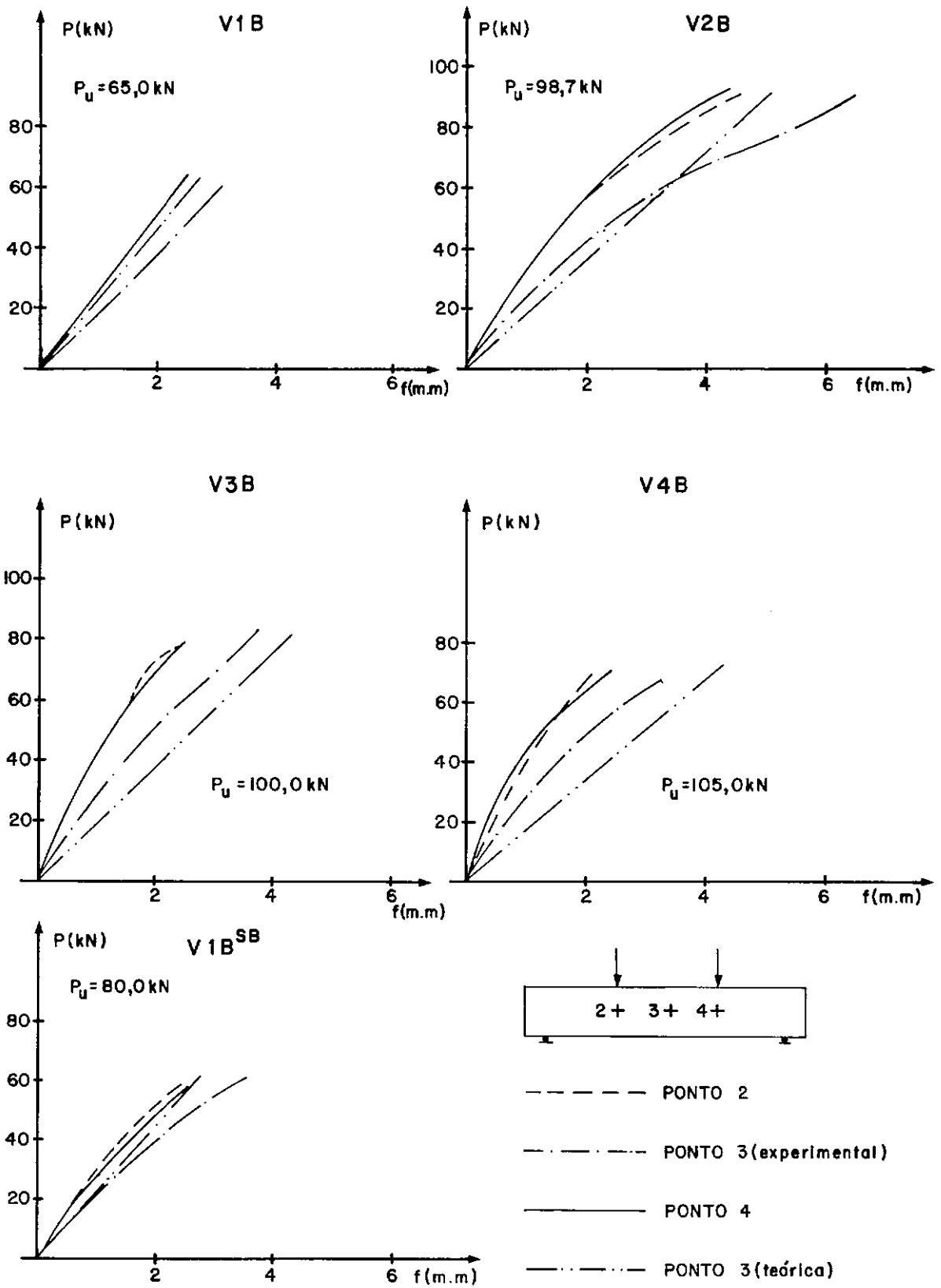


Figura IV.10_ FLECHAS NOS PONTOS 2 3 e 4

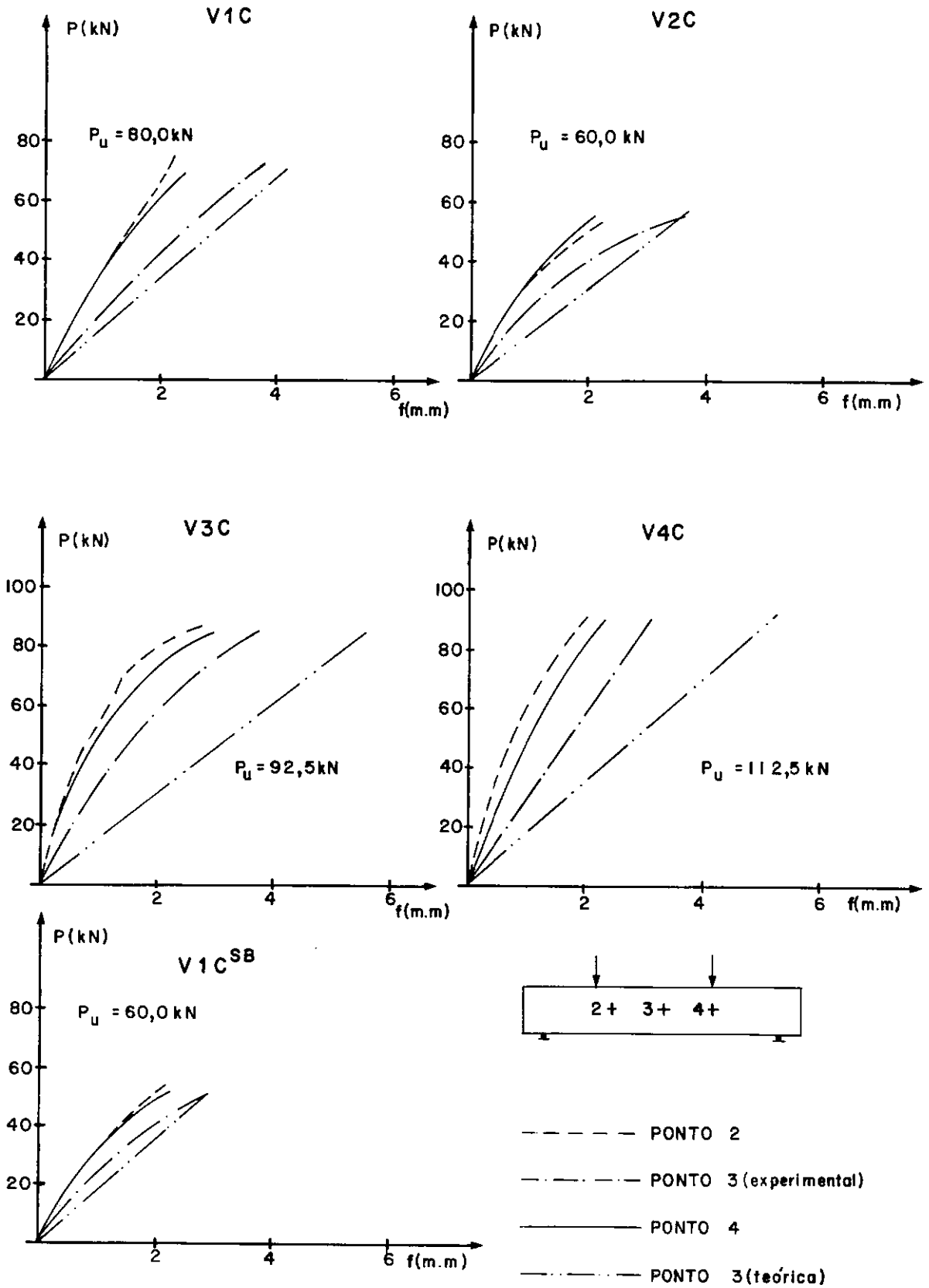


Figura IV.11_ FLECHAS NOS PONTOS 2 3 e 4

IV.5 - Fissuração

Todas as vigas ensaiadas, exceto a V2C, apresentaram fissuração a flexão semelhante, tendo as fissuras atingido aproximadamente a metade da altura da viga. A viga V2C apresentou fissuras horizontais (Figura IV.14), provavelmente por ter ocorrido uma perda de aderência da armadura longitudinal. Nas vigas "sem bloco" as fissuras de cisalhamento se mostraram com inclinação bem próximas de 45°.

Apresentamos na Tabela IV.3 a evolução das aberturas de fissuras de flexão para as diversas vigas, na Tabela IV.4 os valores das cargas de primeira fissura longitudinal na região comprimida por flexão e na Tabela IV.5 os valores das cargas de primeira fissura da alvenaria devidas ao esforço cortante. Nas Figuras IV.13, IV.14 e IV.15, a título de ilustração, mostramos o aspecto da fissuração das vigas V4A, V2C e V1B^{SB}, e nos anexos apresentamos também fotografias que mostram o aspecto da fissuração dos modelos ensaiados.

TABELA IV.3 - CARGAS EM QUE FORAM DETECTADAS PELA PRIMEIRA VEZ
AS ABERTURAS DE FISSURA INDICADAS (CARGAS EM kN)

VIGA	ABERTURAS DE FISSURA (mm)					$P_{u.l}$ (kN)	P_u (kN)	TIPO DE RUPTURA*
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5			
V1A	25	50				50	57,5	T,C
V2A	20	40	50	60	65	70	80,0	C
V3A	20	50				65	70,0	C
V4A	30					90	100,0	C
V1A ^{SB}	20	40	50			50	60,0	T,C
V1B	20	55				55	65,0	T,C
V2B	20	40	70	80		90	98,8	C
V3B	20	50				90	100,0	C
V4B	70					70	105,0	C
V1B ^{SB}	30	50				60	80,0	T,C
V1C	30	50	70			70	80,0	T,C
V2C	20	30		40		50	60,0	C
V3C	25	65				85	92,5	C
V4C	40	70				105	112,5	C
V1C ^{SB}	40					50	60,0	C.B.

*

T,C: escoamento do aço seguido de esmagamento da alvenaria (flexão)

C: esmagamento da alvenaria (flexão)

C.B.: esmagamento da alvenaria (compressão da biela)

TABELA IV.4 - PRIMEIRA FISSURA LONGITUDINAL NA REGIÃO
COMPRIMIDA POR FLEXÃO

V I G A	CARGA PARA PRIMEIRA FISSURA LONGITUDINAL NA REGIÃO COMPRIMIDA POR FLEXÃO (kN)
V1A	57,5
V2A	60
V3A	60
V4A	80
V1A ^{SB}	60
V1B	65
V2B	80
V3B	100
V4B	50
V1B ^{SB}	70
V1C	80
V2C	40
V3C	não observado
V4C	60
V1C ^{SB}	não fissurou

TABELA IV.5 - PRIMEIRA FISSURA DA ALVENARIA DEVIDA
AO ESFORÇO CORTANTE

V I G A	CARGA PARA PRIMEIRA FISSURA DA ALVENARIA DEVIDA AO ESFORÇO CORTANTE (kN)
V1A ^{SB}	40
V1B ^{SB}	40
V1C ^{SB}	40

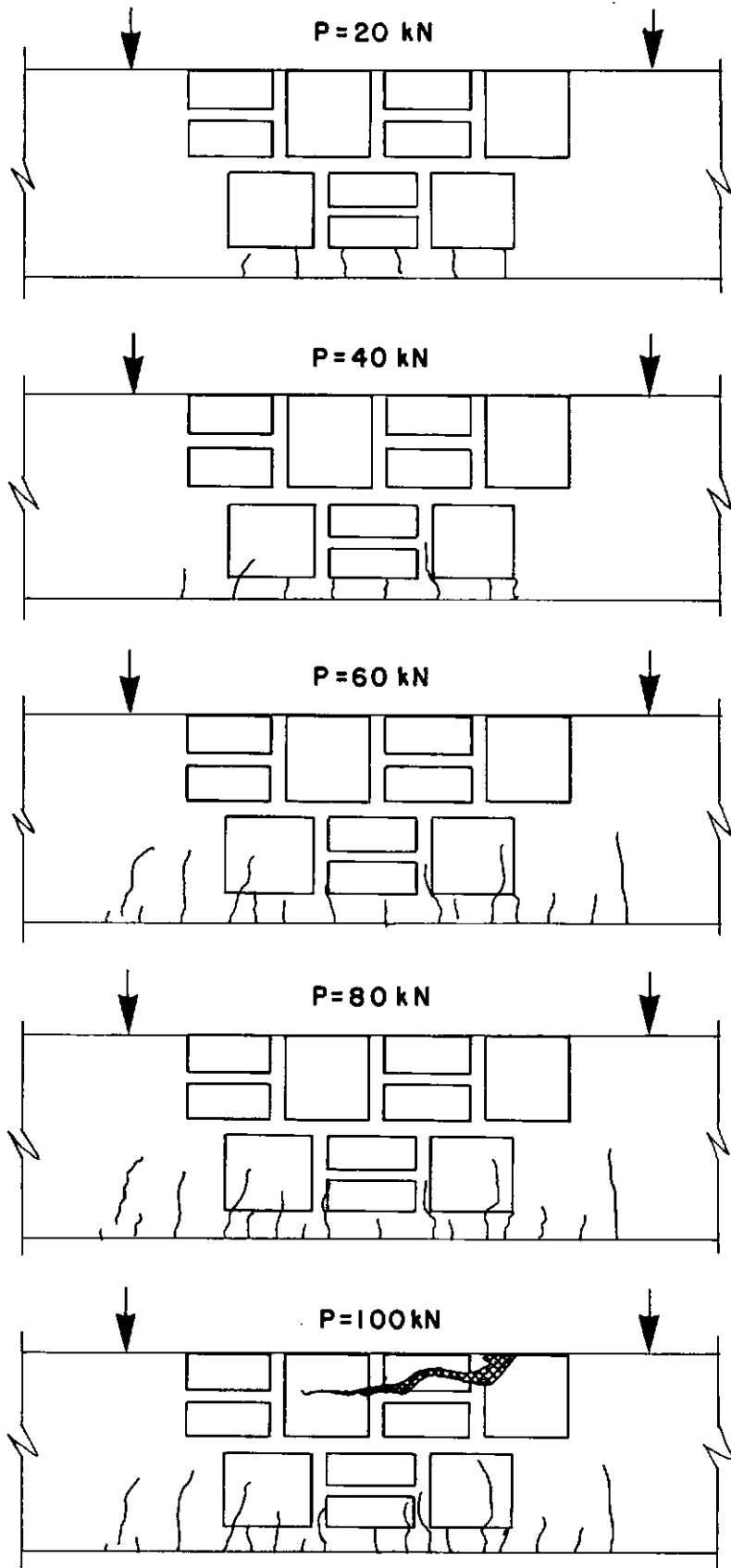


Figura IV.13_ FISSURAÇÃO DA VIGA V4A

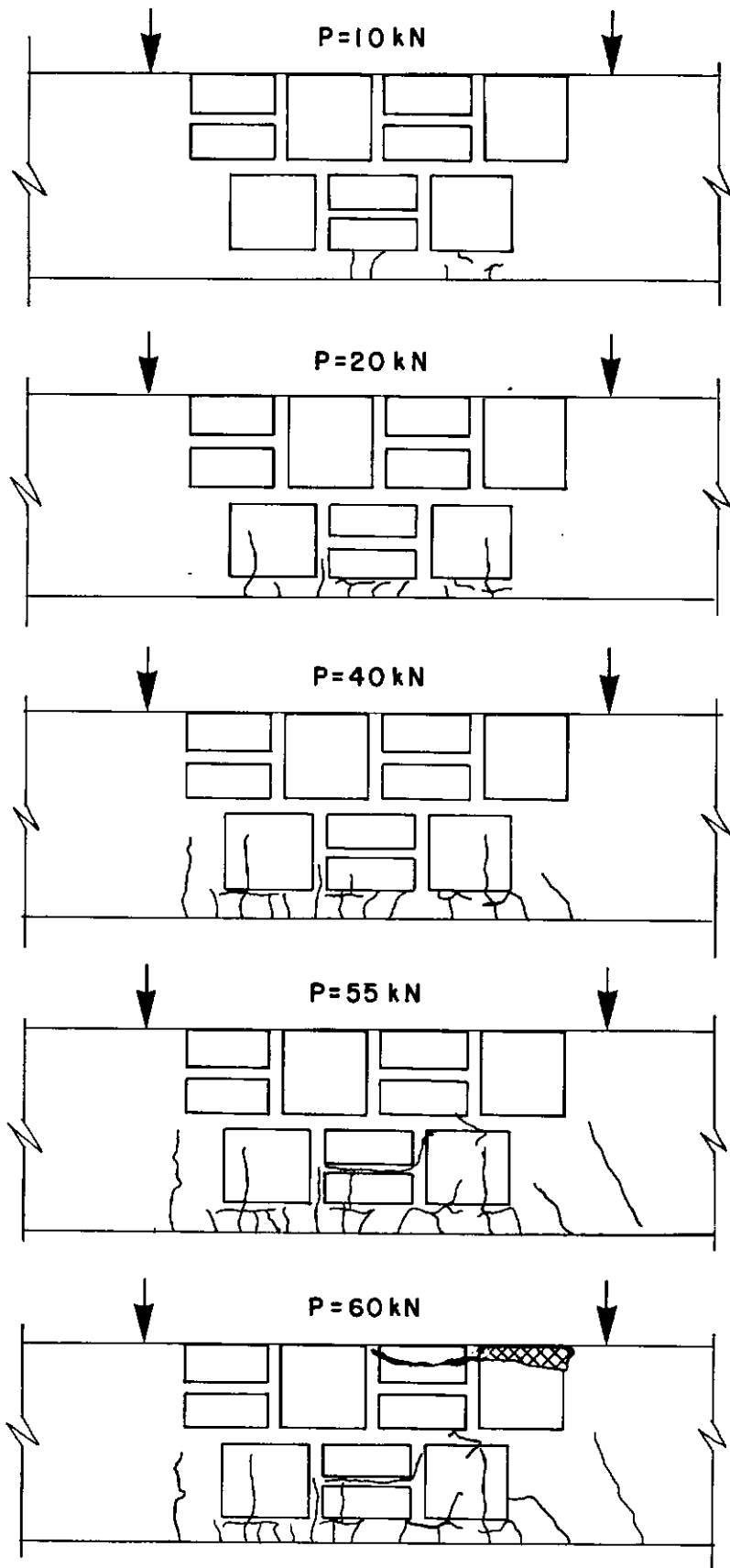


Figura IV.14_ FISSURAÇÃO DA VIGA V2C

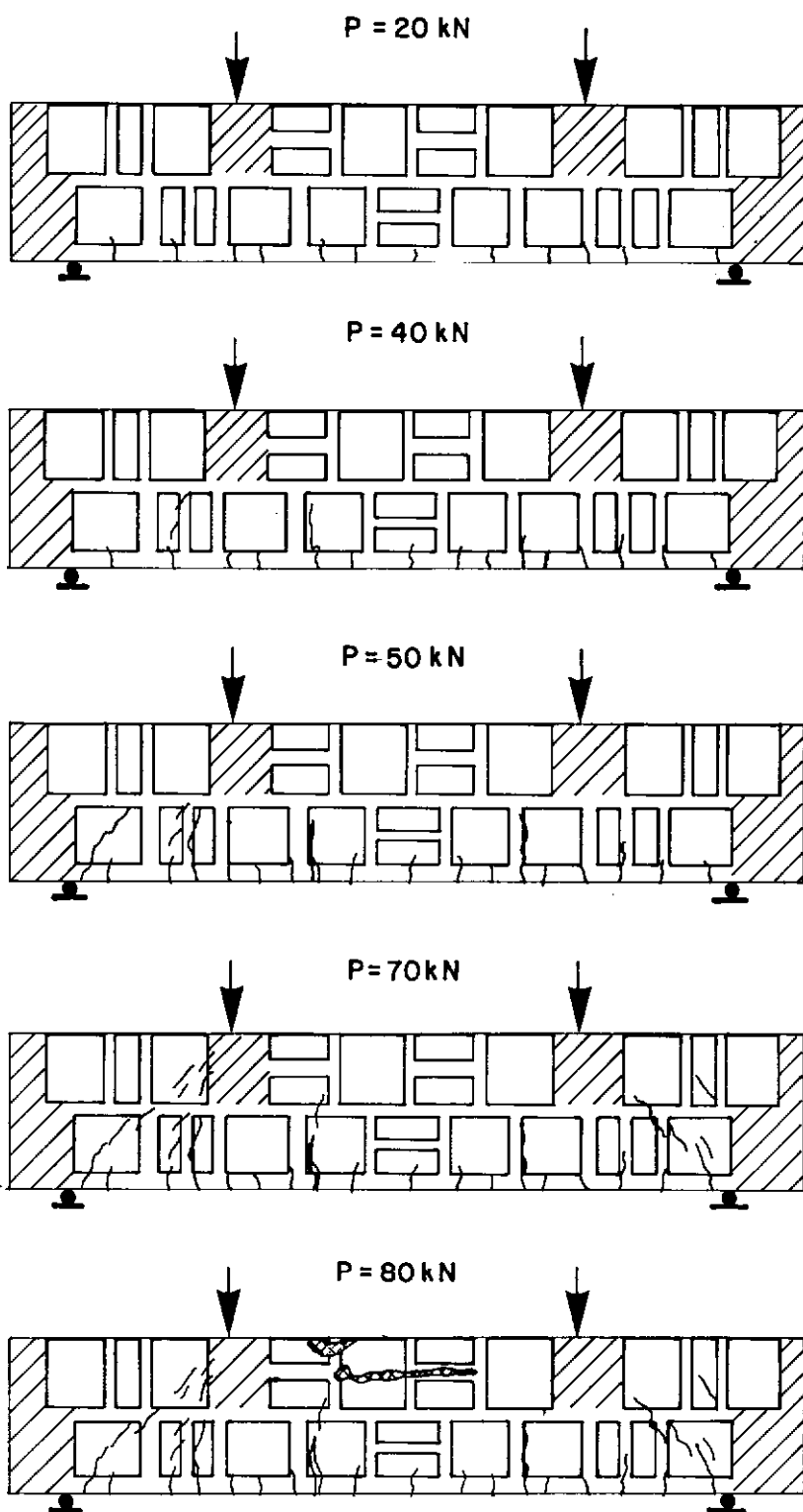


Figura IV.15_ FISSURAÇÃO DA VIGA V1B^{SB}

IV.6 - Deformações Específicas nas Bielas

Nas Figuras IV.16 e IV.17 apresentamos os diagramas "carga-deformação específica da alvenaria na alma" nos pontos 1, 6, 3 e 4 para as vigas "sem bloco".

Como as deformações específicas de alvenaria nos pontos 2 e 5 (Figura II.11) foram bem próximas de zero antes de ocorrer a primeira fissura na alma, concluimos que as tensões principais estão inclinadas de 45° e 135° em relação ao eixo da viga, o que coincide com a inclinação das fissuras observadas nos ensaios e está representado na Figura IV.15 e fotos.

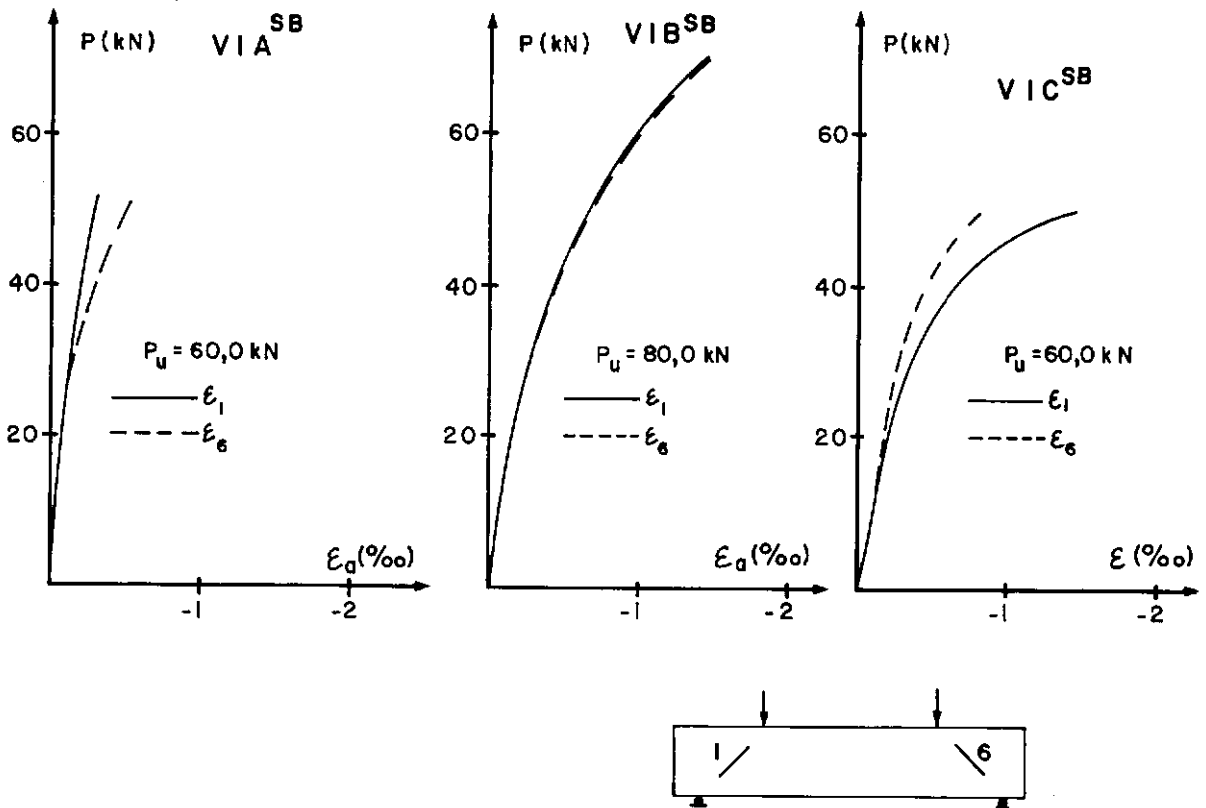


Figura IV.16 _ DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS DA ALVENARIA NA ALMA

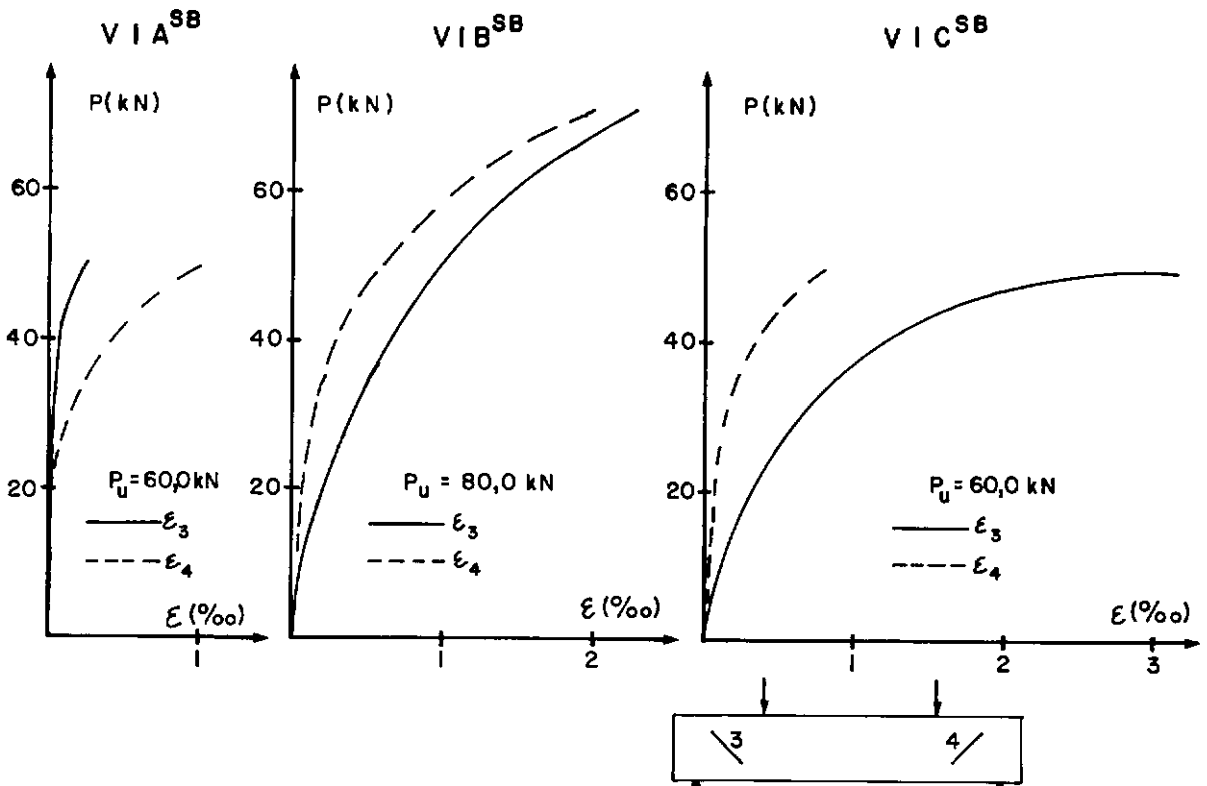


Figura IV.17 _ DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS DA ALVENARIA NA ALMA

CAPÍTULO V

ANÁLISE DOS PRISMAS

V.1 - Normalidade da Distribuição

A partir da resistência média e do desvio padrão dos valores de resistência à compressão dos prismas, podemos determinar a resistência característica de cada grupo de prismas pela fórmula:

$$f_{ack} = f_{acm} - \lambda \cdot s_{x,a} \quad (V.1)$$

onde λ varia de acordo com o número de amostras conforme a Tabela V.1 [9].

TABELA V.1

n	λ
6	2,108
7	1,868
8	1,711
≥ 9	1,645

A fórmula (V.1) é válida desde que o material ensaiado apresente uma curva de distribuição normal dos valores de resistência à compressão simples [10]. A verificação desta condição foi feita aplicando o teste de Kolmogorov-Smirnov [11] aos 15 lotes de prismas, e a título de ilustração apresentamos no A pêndice 1 o teste de Kolmogorov-Smirnov para os prismas confeccionados com os tijolos do lote A.

Tendo sido verificada a normalidade de todos os lotes,

foram calculadas as 15 resistências características dos prismas, que aparecem na Tabela V.2.

V.2 Cálculo da Resistência Característica

A partir dos dados experimentais obtidos, procuramos determinar uma fórmula que fornecesse a resistência característica à compressão de alvenaria em função da resistência média do tijolo, resistência média da argamassa e desvio padrão dos valores de resistência à compressão do tijolo.

Foi elaborado um programa de computador para calcular a regressão multi-linear e o coeficiente de determinação múltipla. Os dados de entrada para o computador são apresentados na Tabela V.2.

TABELA V.2

PRISMAS	f_{ack} (N/mm ²)	$f_{arg,cm}$ (N/mm ²)	f_{tcm} (N/mm ²)	$s_{x,t}$ (N/mm ²)
V1A	8,03	29,57	9,35	3,29
V2A	6,64	20,04	9,35	3,29
V3A	9,94	29,87	9,35	3,29
V4A	7,13	27,18	9,35	3,29
V1A ^{SB}	7,92	24,51	9,35	3,29
V1B	4,54	26,80	8,66	1,97
V2B	4,72	28,98	8,66	1,97
V3B	5,83	25,68	8,66	1,97
V4B	4,96	30,05	8,66	1,97
V1B ^{SB}	5,36	31,72	8,66	1,97
V1C	7,36	20,54	11,58	3,33
V2C	6,38	26,10	11,58	3,33
V3C	7,35	29,33	11,58	3,33
V4C	7,95	31,39	11,58	3,33
V1C ^{SB}	4,78	25,72	11,58	3,33

Foram testadas fórmulas do tipo:

$$\cdot f_{ack} = B_1 (f_{arg,cm})^X + B_2 (f_{tcm})^Y$$

$$\cdot f_{ack} = B_1 (f_{arg,cm})^X + B_2 (f_{tcm})^Y + B_3 (s_{x,t})^Z$$

$$\cdot \frac{1}{f_{ack}} = \frac{B_1}{(f_{arg,cm})^X} + \frac{B_2}{(f_{tcm})^Y}$$

$$\cdot \frac{1}{f_{ack}} = \frac{B_1}{(f_{arg,cm})^X} + \frac{B_2}{(f_{tcm})^Y} + \frac{B_3}{(s_{x,t})^Z}$$

$$\cdot f_{ack} = B_1 (f_{arg,cm})^{B_2} \cdot (f_{tcm})^{B_3}$$

$$\cdot f_{ack} = B_1 (f_{arg,cm})^{B_2} \cdot (f_{tcm})^{B_3} \cdot (s_{x,t})^{B_4}$$

onde B_1 , B_2 , B_3 e B_4 - coeficientes determinados pelo programa

X e Y - valores variando de 0,2 até 2,6 com incremento de 0,2

Z - valor variando de -2 até +2 com incremento de 0,2.

O programa testava todas as combinações possíveis, de modo que foram testadas mais de 7000 equações. A maioria das expressões calculadas eram incoerentes fisicamente, as outras apresentavam um coeficiente de determinação múltipla muito pequeno.

Foi verificado que não deveriam ser computados os dados referentes aos prismas executados com tijolos do lote A, pois eles apresentavam dimensões bastante diferentes dos executados com os lotes B e C e suas faces laterais não formavam um plano conforme podemos ver na Figura III.4.

Foram então testadas as mesmas fórmulas citadas anteriormente, só que agora utilizando como dados os 10 valores referentes aos prismas executados com tijolos dos lotes B e C. En

contramos diversas fórmulas coerentes fisicamente, com coeficientes de determinação múltipla razoável:

$$\cdot f_{ack} = \frac{(f_{arg,cm})^{0,16} \cdot f_{tcm}}{4} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad R^2 = 0,489 \quad (V-2)$$

$$\cdot f_{ack} = 0,0165 f_{arg,cm} + 0,54 f_{tcm} \quad R^2 = 0,500 \quad (V-3)$$

$$\cdot f_{ack} = 0,054 f_{arg,cm} + 0,72 f_{tcm} - 14,65(s_{x,t})^{0,2} \quad R^2 = 0,512 \quad (V-4)$$

$$\cdot f_{ack} = f_{tcm} \frac{\frac{f_{arg,cm}}{f_{tcm}}}{0,36 + 1,61 \frac{f_{arg,cm}}{f_{tcm}}} \quad R^2 = 0,466 \quad (V-5)$$

Como as fórmulas (V-2) a (V-5) apresentam coeficientes de determinação múltipla praticamente iguais, qualquer uma delas seria satisfatória para estimar o valor da resistência característica à compressão da alvenaria. Preferimos a fórmula (V-3) pois representa um plano, e sendo assim podemos determinar um plano paralelo com uma probabilidade de 84% dos valores estimados estarem acima dele:

ou

$$f_{ack} = 0,0165 f_{arg,cm} + 0,54 f_{tcm} - 8,5 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (V-6)$$

$$f_{ack} = 0,0165 f_{arg,cm} + 0,54 f_{tcm} - 0,85 \quad (\text{N/mm}^2)$$

Na Tabela V.3 apresentamos os valores das resistências características experimentais e calculadas segundo a fórmula (V-6).

TABELA V.3

PRISMAS	f_{ack} (experimental) (N/mm ²)	f_{ack} (fórmula (V-6)) (N/mm ²)
V1A	8,03	4,69
V2A	6,64	4,53
V3A	9,94	4,69
V4A	7,13	4,65
V1A ^{SB}	7,92	4,60
V1B	4,54	4,27
V2B	4,72	4,30
V3B	5,83	4,25
V4B	4,96	4,32
V1B ^{SB}	5,36	4,35
V1C	7,36	5,74
V2C	6,38	5,83
V3C	7,35	5,89
V4C	7,95	5,92
V1C ^{SB}	4,78	5,83

Podemos verificar que os prismas confeccionados com tijolos do lote A não apresentaram valores das resistências características experimentais próximos aos calculados, o que era esperado, já que esses valores não entraram na formulação da curva de regressão. Convém observar que os valores calculados são bastante a favor da segurança. Para todos os outros prismas os valores das resistências características calculadas pela fórmula (V-6) se mostraram bastante próximos dos valores experimentais.

V.3 Cálculo do Módulo de Elasticidade

Procuramos determinar uma relação que exprimisse o módulo de elasticidade em função da resistência à compressão do prisma, e para isso foi utilizado um programa de computador que calculava a regressão linear e o coeficiente de determinação linear. Os dados utilizados foram os valores do módulo de elasticidade (E_a) e da resistência à compressão (f_{ac}) dos 71 prismas confeccionados com os tijolos dos lotes A, B e C. Encontramos a fórmula e o coeficiente de determinação linear seguintes:

$$E_a = 432 \cdot f_{ac} \qquad R^2 = 0,39$$

Pelas razões já expostas, os dados referentes aos prismas confeccionados com tijolos do lote A não deveriam ser computados. Entrando com os 47 valores referentes aos lotes B e C, encontramos a fórmula e o valor de R^2 seguintes:

$$E_a = 475 \cdot f_{ac} \qquad R^2 = 0,54 \qquad (V-7)$$

Na Figura V.1 representamos num gráfico os pontos $E \times f_{ac}$ dos 71 prismas ensaiados. Apresentamos também a reta obtida através da regressão linear feita para os prismas confeccionados com tijolos dos lotes B e C (equação (V-7)) e as retas com probabilidades de 16% e 84%.

V.4 Análise Estatística

V.4.1 Resistências Médias

Temos uma resistência à compressão média dos prismas para cada viga calculada através do ensaio realizado nos 7 a 10 prismas referentes a essa viga. Como o número de corpos de prova era relativamente pequeno, resolvemos ajuntar cada 5 lotes de prismas num único grupo, ficando assim com 3 grupos. Esses grupos foram divididos pelo tipo de tijolo utilizado na confecção dos prismas:

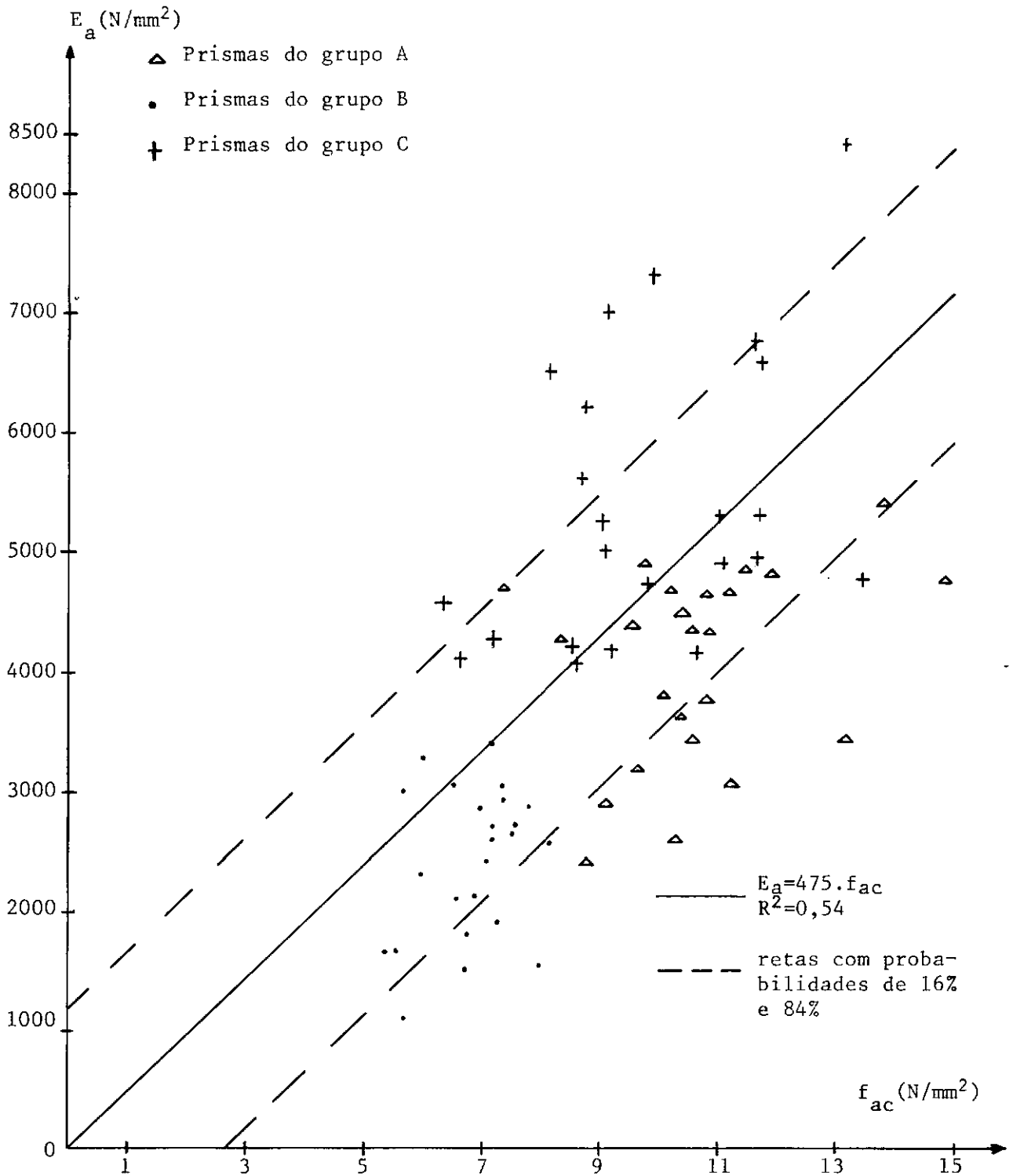


Figura V.1 - GRÁFICO $E_a - f_{ac}$ DOS PRISMAS CONFECCIONADOS COM TIJOLOS DOS LOTES A; B e C

- Grupo A - Prismas executados com tijolos do lote A
V1A, V2A, V3A, V4A e V1A^{SB}
- Grupo B - Prismas executados com tijolos do lote B
V1B, V2B, V3B, V4B e V1B^{SB}
- Grupo C - Prismas executados com tijolos do lote C
V1C, V2C, V3C, V4C e V1C^{SB}

Desejamos saber se podemos calcular uma resistência média para cada grupo considerando todos os prismas desse grupo e que ela seja adotada como a resistência média para todos os lotes de prismas desse grupo. Para isso, foram feitos testes estatísticos de homogeneidade de médias [12], chegando aos seguintes resultados:

Grupo A:

Ao nível de significância de 5% podemos aceitar a homogeneidade de médias dos lotes de prismas V1A, V2A, V3A, V4A e V1A^{SB}, isto é, podemos considerar a resistência média à compressão dos prismas V1A, V2A, V3A, V4A e V1A^{SB} iguais entre si, e iguais à resistência média calculada para os 45 prismas do grupo 1.

Nos grupos B e C, ao nível de significância de 5%, podemos também aceitar a homogeneidade de médias para todos os lotes de prismas.

As resistências médias consideradas nos capítulos seguintes, como consequência das considerações acima, são:

$$\text{Grupo A: } f_{acm}^A = 10,19 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Grupo B: } f_{acm}^B = 6,95 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Grupo C: } f_{acm}^C = 9,65 \text{ N/mm}^2$$

V.4.2 Resistências Características

Desejamos saber se podemos calcular uma resistência característica para cada grupo considerando todos os prismas desse grupo e que ela seja adotada como resistência característica para todos os lotes de prismas desse grupo. Para isso, além dos testes de homogeneidade de médias já executados, foram feitos testes estatísticos de homogeneidade de variâncias [13], chegando aos seguintes resultados:

Grupo A:

Ao nível de significância de 5% podemos aceitar a homogeneidade de variâncias dos lotes de prismas V1A, V2A, V4A, V1A^{SB}, isto é, podemos considerar como desvio padrão para os prismas do Grupo A aquele calculado sem considerar os prismas de V3A, que não foram homogêneos ao resto do grupo 1.

Nos grupos B e C, ao nível de significância de 5%, podemos aceitar a homogeneidade de variâncias para todos os lotes de prismas.

As resistências características consideradas nos capítulos seguintes, calculadas pela fórmula (V-1), são:

$$\text{Grupo A: } f_{ack}^A = 7,29 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Grupo B: } f_{ack}^B = 5,09 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Grupo C: } f_{ack}^C = 6,89 \text{ N/mm}^2$$

A Figura V.2 representa os histogramas de resistência à compressão dos prismas dos grupos A, B e C.

V.4.3 Deformações Médias de Ruptura

Foram feitos testes de homogeneidade de médias das deformações de ruptura dos prismas, chegando ao seguinte resultado:

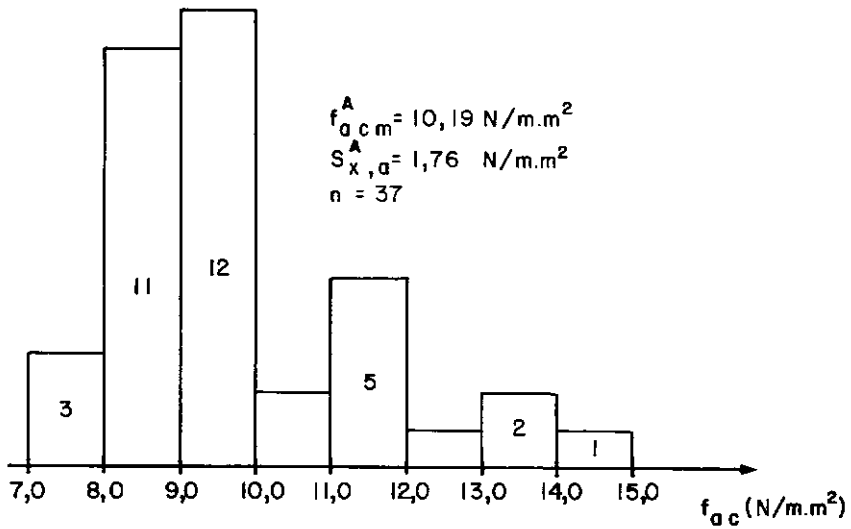
Ao nível de significância de 5% podemos aceitar a homogeneidade de médias de V2A, V3A, V4A e V1A^{SB} para o grupo A e para os grupos B e C podemos aceitar a homogeneidade de médias em relação a todos os lotes de prismas.

Foram consideradas como deformações de ruptura dos prismas os últimos valores medidos nos ensaios de compressão, lidos com aproximadamente 90% da carga de ruptura (Ver Tabela III.9).

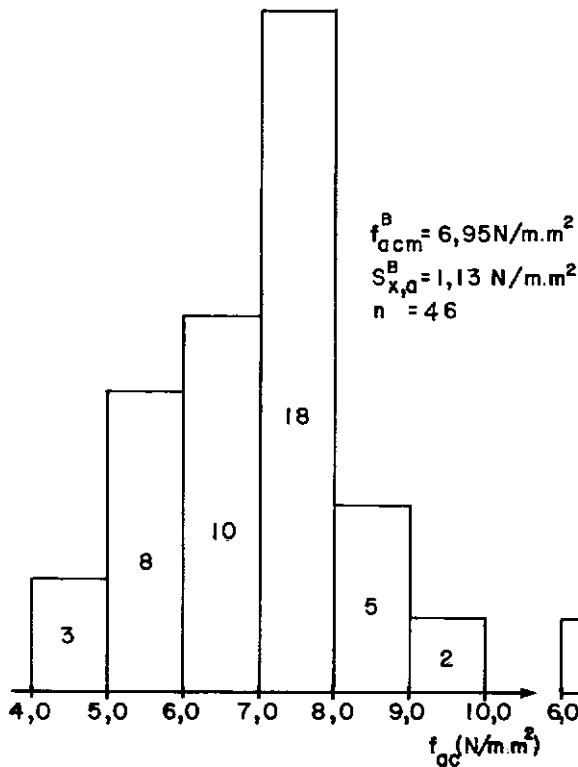
As deformações médias de ruptura consideradas para os prismas são:

$$\begin{aligned} \text{Grupo A: } \epsilon_{acm}^A &= 2,49 \text{ } ^0/_{00} \\ \text{Grupo B: } \epsilon_{acm}^B &= 2,85 \text{ } ^0/_{00} \\ \text{Grupo C: } \epsilon_{acm}^C &= 1,71 \text{ } ^0/_{00} \end{aligned}$$

GRUPO A



GRUPO B



GRUPO C

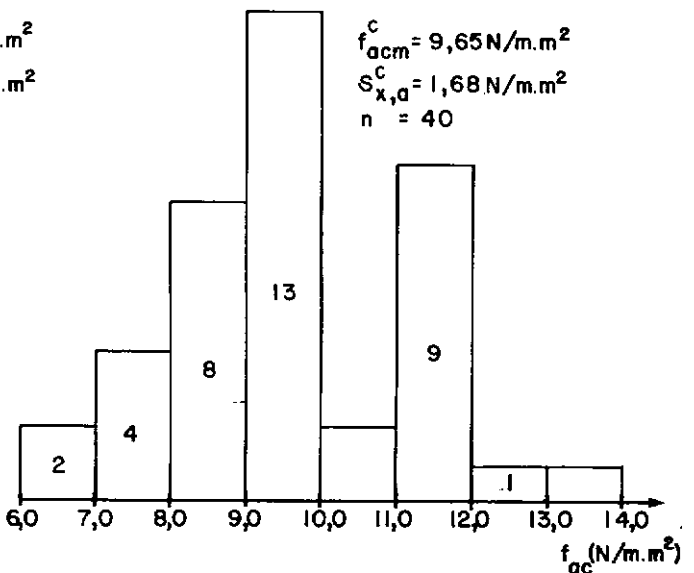


Figura V. 2 – HISTOGRAMAS DOS VALORES DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS PRISMAS DOS GRUPOS A ; B e C

CAPÍTULO VI

MÉTODO DE CÁLCULO

VI.1 Introdução

As teorias até hoje propostas para o cálculo de vigas de alvenaria armada sugerem o seu dimensionamento no estágio II pelo método das tensões admissíveis, já que esses estudos foram feitos numa época em que ainda não era conhecido o método dos estados limite.

Optamos pela formulação do dimensionamento através do método dos estados limite, que é um método probabilístico, por ser utilizado modernamente para o cálculo de estruturas de concreto armado, concreto leve e concreto protendido. Esse método define coeficientes de segurança parciais, o que facilita o aproveitamento, para a alvenaria armada, de trabalhos e normas elaborados para outros materiais no que diz respeito aos coeficientes de segurança das cargas (γ_f) e da armadura (γ_s).

VI. 2 Valores Característicos e de Cálculo

VI.2.1 Resistências Características e de Cálculo

a) Aço

Adotamos as resistências características e de cálculo do aço nas vigas de alvenaria armada, como sendo iguais as definidas pelo CEB-FIP-78 [14] para as vigas de concreto armado:

f_{yk} : resistência característica do aço

f_{yd} : resistência de cálculo do aço

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

onde γ_s é um coeficiente de minoração, que tenta cobrir a possibilidade de redução da resistência do material e possíveis defeitos de execução.

b) Alvenaria

Definimos a resistência característica da alvenaria (f_{ack}) como sendo aquela que corresponde a uma probabilidade de 95% de se apresentarem valores individuais de resistência, medidos pela ruptura dos prismas, maiores que f_{ack} .

Definimos a resistência de cálculo da alvenaria (f_{acd}) pela relação:

$$f_{acd} = \frac{f_{ack}}{\gamma_a}$$

onde γ_a é um coeficiente de minoração, que tenta cobrir a possibilidade de redução da resistência do material e possíveis defeitos de execução da alvenaria.

VI.2.2 Solicitações Características e de Cálculo

Como as solicitações independem do material utilizado na confecção da peça, adotamos as solicitações características e de cálculo para as estruturas de alvenaria armada como sendo iguais às definidas pelo CEB-FIP-78 para o concreto armado.

VI.3 Materiais

VI.3.1 Diagramas Tensão - Deformação Característico e de Cálculo da Alvenaria

Foram traçados aproximadamente 75 diagramas tensão-deformação dos prismas e foi observado que essa relação se aproxima bastante da reta (Ver Figura III.8). Sendo assim, os diagramas tensão-deformação da alvenaria, característico e de cálculo, para o dimensionamento de seções submetidas a solicitações normais no estado limite último, foram assumidos como sendo lineares (Figura VI.1).

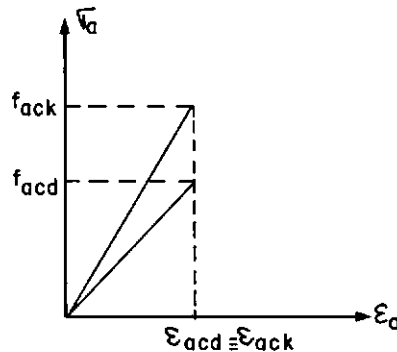


Figura VI.1 - DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO CARACTERÍSTICO E DE CÁLCULO DA ALVENARIA

$$\sigma_a = E_a \cdot \epsilon_a \quad (\text{VI-1})$$

VI.3.2 Diagramas Tensão-Deformação Característico e de Cálculo do Aço

a) Aço de Dureza Natural

Para os aços de dureza natural são admitidos diagramas tensão-deformação característico e de cálculo (Figura VI.2) definidos pelas seguintes expressões:

i) trecho linear

$$\text{para } 0 < \epsilon_s < \epsilon_y \quad \sigma_s = \epsilon_s \cdot E_s \quad (\text{VI-2})$$

ii) trecho constante

$$\text{para } \epsilon_y < \epsilon_s < 10\text{‰} \quad \sigma_s = f_y \quad (\text{VI-3})$$

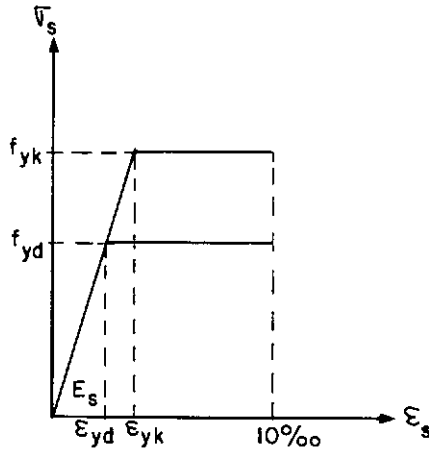


Figura VI.2 — DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO CARACTERÍSTICO E DE CÁLCULO DOS AÇOS DE DUREZA NATURAL

b) Aço Endurecido a Frio

Para os aços endurecidos a frio são admitidos os diagramas tensão-deformação simplificados, característico e de cálculo (Figura VI.3), definidos pelas seguintes expressões:

i) trecho linear

$$\text{para } 0 < \epsilon_s < \frac{0,7 f_y}{E_s} \quad \sigma_s = \epsilon_s \cdot E_s \quad (\text{VI-4})$$

ii) trecho linear

$$\text{para } \frac{0,7 f_y}{E_s} < \epsilon_s < \epsilon_y \quad \sigma_s = f_y \cdot \frac{0,3\epsilon_s + 0,0014}{0,3\epsilon_y + 0,0014} \quad (\text{VI-5})$$

iii) trecho constante

$$\text{para } \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq 10^0/00 \quad \sigma_s = f_y \quad (\text{VI-6})$$

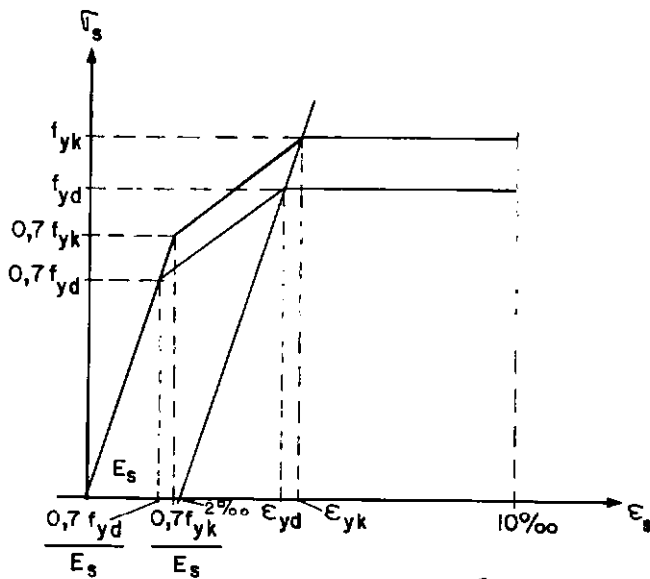


Figura VI 3 - DIAGRAMAS σ - ε CARACTERÍSTICO E DE CÁLCULO SIMPLIFICADOS DOS AÇOS ENDURECIDOS A FRIO

VI.4 Estado Limite Último de Ruptura

As considerações teóricas aqui desenvolvidas sobre os limites das deformações das seções, segundo a natureza das solicitações e a consequente definição dos seus domínios, se baseiam no método de cálculo da capacidade máxima resistente no estado limite último de ruptura desenvolvido nas recomendações do CEB-FIP-78 para o concreto armado.

VI.4.1 Hipóteses Fundamentais de Cálculo

O estudo do comportamento das peças submetidas a solicitações normais no regime de ruptura se desenvolve segundo as seguintes hipóteses fundamentais:

a) As seções se mantêm planas durante e depois da de-

formação das peças. Na flexão de peças de eixo reto, portanto, as fibras estão sujeitas a deformações proporcionais às suas distâncias à linha neutra. Esta hipótese será válida desde que a relação $\frac{\ell_0}{d}$ das distâncias entre os pontos de momento nulo e a altura útil seja superior a 2.

b) As armaduras são solidárias à argamassa adjacente, sofrendo ambas as mesmas deformações.

c) É nula a resistência à tração da alvenaria.

d) O alongamento relativo do aço é limitado a $10^0/100$.

e) O encurtamento relativo máximo da alvenaria é igual a ϵ_{acd} na flexão.

f) Os limites das hipóteses anteriores relativos a alvenaria e ao aço permitem a definição de domínios de deformações no estado limite último de ruptura. Para a determinação do momento fletor último estudamos os esforços resistentes nos domínios 2, 3 e 4 (Figura VI.4).

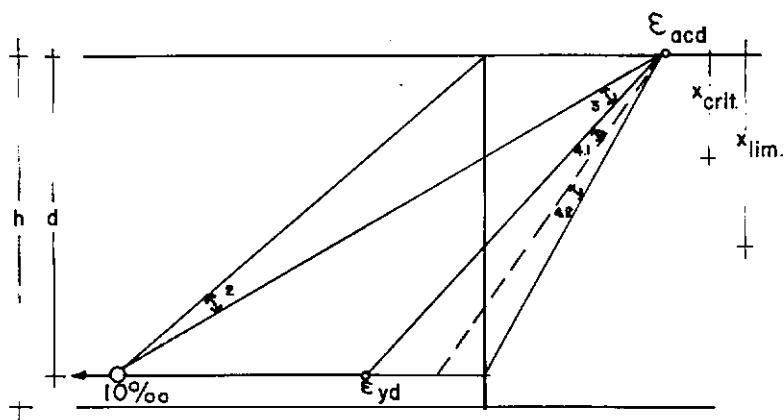


Figura VI.4_ DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÕES

g) São considerados como diagramas tensão-deformação da alvenaria e do aço, no cálculo dos esforços resistentes no estado limite último de ruptura, nos domínios da hipótese f, os diagramas definidos em VI.3.1 e VI.3.2, respectivamente.

VI.4.2 Dimensionamento a Flexão Simples - Vigas de Seção Retangular

O dimensionamento será formulado a partir das equações de equilíbrio na seção considerada:

$$\Sigma F_x = 0 \quad (N_a = N_s)$$

$$\Sigma M \text{ em relação ao centro de gravidade da armadura} = 0 \quad (N_a \cdot z = M_u)$$

Serão calculadas as expressões $\frac{M_u}{b_{ef} \cdot d^2 \cdot f_{acd}}$, z/d , ϵ_a , ϵ_s , $\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_{ef} \cdot d \cdot f_{acd}}$ em função de $\xi = \frac{x}{d}$. Estas expressões serão tabeladas para diversos valores de $\frac{x}{d}$ entre 0 e 1.

Como o material é vazado, para efeito de cálculo, utilizamos uma largura efetiva que é definida pela equação abaixo:

$$b_{ef} = b \cdot \frac{A_u}{A_{br}}$$

onde:

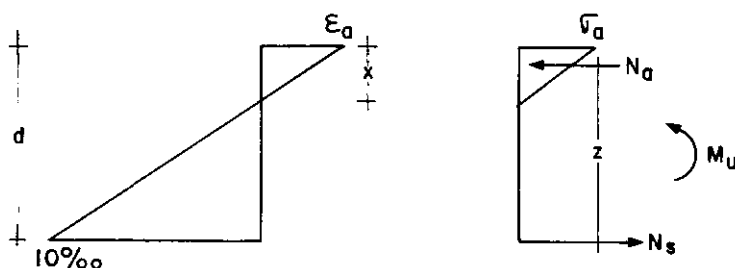
b = largura da seção transversal da viga

A_u = área útil do prisma de alvenaria

A_{br} = área bruta do prisma de alvenaria

Domínio 2

$$\text{Domínio 2} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0 < x < x_{\text{crit}} \\ \left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s = 10^0/00 \\ 0 < \epsilon_a < \epsilon_{\text{acd}} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \frac{x_{\text{crit}}}{d} = \frac{\epsilon_{\text{acd}}}{\epsilon_{\text{acd}} + 10^0/00}$$

**Figura VI 5 - DEFORMAÇÕES E TENSÕES NO DOMÍNIO 2**

i) Pela hipótese "a" e fazendo $\xi = \frac{x}{d}$

$$\epsilon_a = \frac{\xi \cdot 10^0/00}{1 - \xi} \quad (\text{VI-7})$$

ii) Pelo equilíbrio de momentos

$$M_u = N_a \cdot z = \frac{\epsilon_a \cdot E_a \cdot b_{\text{ef}} \cdot x}{2} \left(d - \frac{1}{3} x\right) \quad (\text{VI-8})$$

Substituindo (VI-1) e (VI-7) em (VI-8), temos:

$$\frac{M_u}{b_{\text{ef}} \cdot d^2 \cdot f_{\text{acd}}} = \frac{10^0/00 \cdot \xi^2 \left(1 - \frac{1}{3} \xi\right)}{2 \cdot \epsilon_{\text{acd}} \cdot (1 - \xi)} \quad (\text{VI-9})$$

iii) Pelo equilíbrio de forças

$$A_s \cdot \sigma_s = \frac{\epsilon_a \cdot E_a \cdot b_{\text{ef}} \cdot \xi \cdot d}{2} \quad (\text{VI-10})$$

Substituindo (VI-1), (VI-3) ou (VI-6) em (VI-10), te-

mos

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_{ef} \cdot d \cdot f_{acd}} = \frac{\xi \cdot \varepsilon_a}{2 \cdot \varepsilon_{acd}} \quad (\text{VI-11})$$

Domínio 3

$$\text{Domínio 3} \quad \left\{ \begin{array}{l} x_{crit} < x < x_{lim} \\ \varepsilon_a = \varepsilon_{acd} \\ \varepsilon_{yd} < \varepsilon_s < 10^0/00 \end{array} \right. \quad \frac{x_{lim}}{d} = \frac{\varepsilon_{acd}}{\varepsilon_{acd} + \varepsilon_{yd}}$$

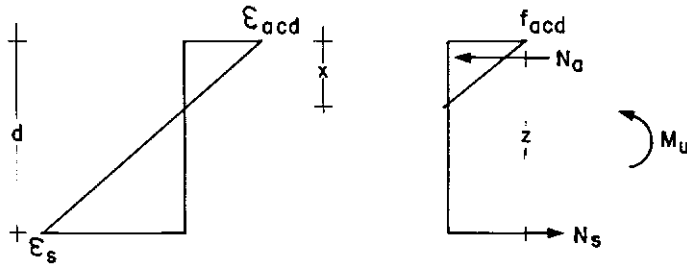


Figura VI. 6 - DEFORMAÇÕES E TENSÕES NOS DOMÍNIOS 3 e 4

i) Pela hipótese "a" e fazendo $\xi = \frac{x}{d}$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{acd} \cdot (1 - \xi)}{\xi} \quad (\text{VI-12})$$

ii) Pelo equilíbrio de momentos

$$M_u = N_a \cdot z = \frac{f_{acd} \cdot b_{ef} \cdot x}{2} \left(d - \frac{1}{3} x \right)$$

$$\frac{M_u}{b_{ef} \cdot d^2 \cdot f_{acd}} = \frac{\xi}{2} \left(1 - \frac{1}{3} \xi \right) \quad (\text{VI-13})$$

iii) Pelo equilíbrio de forças

$$A_s \cdot \sigma_s = \frac{f_{acd} \cdot b_{ef} \cdot \xi \cdot d}{2} \quad (\text{VI-14})$$

Substituindo (VI-3) ou (VI-6) em (VI-14), temos

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_{ef} \cdot d \cdot f_{acd}} = \frac{\xi}{2} \quad (\text{VI-15})$$

Domínio 4:

$$\text{Domínio 4} \left\{ \begin{array}{l} d \geq x > x_{lim} \\ \left\{ \begin{array}{l} \epsilon_a = \epsilon_{acd} \\ 0 < \epsilon_s < \epsilon_{yd} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

i) e ii) iguais ao domínio 3

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{acd} \cdot (1-\xi)}{\xi} \quad (\text{VI-16})$$

$$\frac{M_u}{b_{ef} \cdot d^2 \cdot f_{acd}} = \frac{\xi}{2} \left(1 - \frac{1}{3} \xi \right) \quad (\text{VI-17})$$

iii) Pelo equilíbrio de forças

$$A_s \cdot \sigma_s = \frac{f_{acd} \cdot b_{ef} \cdot \xi \cdot d}{2} \quad (\text{VI-18})$$

a) Aço de Dureza Natural

Entrando com (VI-2) em (VI-18) e fazendo $E_s = \frac{f_{yd}}{\epsilon_{yd}}$

temos:

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_{ef} \cdot d \cdot f_{acd}} = \frac{\epsilon_{yd} \cdot \xi}{2 \cdot \epsilon_s} \quad (\text{VI-19})$$

b) Aço Endurecido a Frio

Para o aço endurecido a frio, temos os domínios 4.1 e 4.2:

b.1) Domínio 4.1

O domínio 4.1 ocorre quando:

$$\frac{0,7 \cdot f_{yd}}{E_s} < \epsilon_s < \epsilon_{yd}$$

Substituindo (VI-5) em (VI-18), temos:

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_{ef} \cdot d \cdot f_{acd}} = \frac{\xi}{2 \left(\frac{0,3 \cdot \epsilon_s + 0,0014}{0,3 \cdot \epsilon_{yd} + 0,0014} \right)} \quad (\text{VI-20})$$

b.2) Domínio 4.2

O domínio 4.2 ocorre quando:

$$0 < \epsilon_s < \frac{0,7 \cdot f_{yd}}{E_s}$$

Substituindo (VI-4) em (VI-18) e fazendo $E_s = \frac{0,7 f_{yd}}{(\epsilon_{yd} - 2^0/00)}$

temos

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_{ef} \cdot d \cdot f_{acd}} = \frac{\xi (\epsilon_{yd} - 2^0/00)}{2 \cdot \epsilon_s} \quad (VI-21)$$

Conhecidos os diagramas tensão-deformação do aço e da alvenaria, e as expressões de $\frac{M_u}{b_{ef} \cdot d^2 \cdot f_{acd}}$, $\frac{z}{d}$; ϵ_a , ϵ_s e

$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_{ef} \cdot d \cdot f_{acd}}$ para cada domínio, foi elaborado um programa de com

putador que incrementava os valores de $\frac{x}{d}$ em 0,01 e calculava esses valores conforme podemos ver no Apêndice 2, que mostra uma listagem do programa e as tabelas montadas para $\epsilon_{acd} = 2^0/00$ com os aços CA24 e CA50B.

VI.5 Estados Limites de Utilização

VI.5.1 Abertura de Fissuras

A verificação do estado limite de abertura de fissuras no caso de seções que possuem unicamente armadura ordinária é feita com o cálculo da abertura característica de fissura.

O CEB-FIP-78 recomenda que a abertura característica de fissura seja calculada para o momento de serviço e a abertura limite seja adotada em função das condições ambientes segundo o quadro VI.1.

QUADRO VI.1 - LIMITES DE ABERTURA DE FISSURA

CONDIÇÕES AMBIENTES	w_k (mm)
severas	$\leq 0,1$
moderadamente severas	$\leq 0,2$
não severas	$\leq 0,4$

Não sendo do nosso conhecimento recomendações específicas para vigas de alvenaria armada, adotaremos para abertura limite de fissura os valores do quadro VI.1.

VI.5.2 Flechas

As recomendações do CEB-FIP-78 não determinam um valor para a flecha admissível, dizendo apenas que as flechas devem ser limitadas de modo a atender as exigências funcionais.

Na falta de recomendações específicas para vigas de alvenaria armada, seguiremos a Norma Brasileira NB-1 [15] que limita a flecha admissível como sendo:

- Igual a $\frac{1}{300}$ do vão teórico para a totalidade das ações.
- Igual a $\frac{1}{500}$ do vão teórico para as cargas acidentais.

CAPÍTULO VII

ANÁLISE DAS VIGAS

VII.1-Características Gerais

A Tabela VII.1 apresenta as características gerais das seções transversais e das armaduras que usaremos neste capítulo.

TABELA VII.1 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS SEÇÕES E DAS ARMADURAS

VIGA	b_{ef} (cm)	d^* (cm)	A_{sm} (cm ²)	f_{ym} (N/mm ²)	ϵ_{ym} (‰)	E_{sm} (kN/mm ²)
V1A	10,0	36,0	2,68	321	1,53	210
V2A	9,3	35,3	2,70	519	4,41	215
V3A	9,7	36,1	4,08	324	1,56	207
V4A	9,2	34,5	5,39	304	1,52	201
V1A ^{SB}	9,5	37,5	2,70	326	1,47	222
V1B	10,1	42,0	2,69	323	1,50	216
V2B	10,1	40,5	2,68	552	4,32	237
V3B	10,9	40,7	3,84	547	2,45	222
V4B	9,8	40,5	5,41	311	1,49	209
V1B ^{SB}	10,8	43,5	2,71	308	1,49	207
V1C	10,1	40,3	2,68	328	1,56	210
V2C	9,6	40,5	2,69	535	4,37	226
V3C	8,5	41,5	4,05	274	1,33	205
V4C	9,5	41,4	5,40	306	1,42	212
V1C ^{SB}	9,6	41,6	2,78	338	1,62	209

* $d = h - 2,5\text{cm}$

h = altura total medida na seção central da viga.

VII.2-Equilíbrio de Momentos e de Forças

O cálculo dos momentos fletores resistentes foi feito supondo válidas as hipóteses "a", "b" e "c" definidas em VI.4.1 e a linearidade do diagrama tensão-deformação da alvenaria:

$$M_{res} = N_{s,obs} \cdot z_{obs} \quad (\text{Ver Figura VI.6})$$

$$z_{obs} = d - \frac{1}{3} \cdot x_{obs}$$

$$N_{s,obs} = A_{sm} \cdot \sigma_s$$

σ_s é obtido em função de ϵ_s medido durante os ensaios das vigas, e dos diagramas tensão-deformação das amostras descritos no item III.1.

Os momentos fletores solicitantes foram calculados pela equação:

$$M_{sol} = P \cdot v$$

onde:

P = carga aplicada na viga (Figura II.7)

v = distância entre carga P e o apoio.

O valor da tensão na alvenaria na fibra mais comprimida, que satisfaz ao equilíbrio da seção, foi calculado empregando-se a relação:

$$\sigma_{a,eq} = \frac{2 N_{s,obs}}{b_{ef} \cdot x_{obs}}$$

A Tabela VII.2 apresenta os valores da altura da linha neutra, da força resultante na armadura, dos momentos fletores

res resistentes e solicitantes e da tensão na alvenaria na fibra mais comprimida para a última carga em que foram lidas as deformações na alvenaria e na armadura. A Tabela apresenta também, a título de comparação, o valor da resistência média à compressão dos prismas correspondentes a cada viga.

TABELA VII.2 - MOMENTOS FLETORES RESISTENTES E SOLICITANTES E TENSÃO NA ALVENARIA NA FIBRA MAIS COMPRIMIDA, PARA A CARGA $P_{u,\ell}$.

VIGA	$\frac{P_{u,\ell}}{P_u}$ (%)	x_{obs} (cm)	$N_{s,obs}$ (kN)	M_{res} (kN.m)	M_{sol} (kN.m)	$\sigma_{a,eq}$ (N/mm ²)	f_{acm} (N/mm ²)
V1A	96	12,4	86,1	27,4	24,8	13,9	10,1
V2A	88	19,5	126,9	36,6	31,5	14,0	10,2
V3A	93	22,6	87,8	25,1	29,3	8,0	10,8
V4A	90	23,8	139,8	37,1	40,0	12,8	10,9
V1A ^{SB}	83	22,2	69,5	20,9	23,0	6,6	9,6
V1B	85	24,0	67,4	22,9	24,8	5,6	6,9
V2B	91	21,8	127,0	42,2	40,0	11,5	6,9
V3B	90	28,9	125,9	39,1	40,0	8,0	7,4
V4B	67	26,2	104,0	33,1	31,5	8,1	6,7
V1B ^{SB}	88	13,5	83,6	32,6	31,5	11,5	6,8
V1C	88	24,0	72,0	23,3	31,5	5,9	9,8
V2C	67	23,3	45,0	14,7	18,0	4,0	8,8
V3C	81	27,9	83,0	26,7	33,8	7,0	9,5
V4C	80	22,7	103,2	35,2	40,5	9,6	10,6
V1C ^{SB}	83	24,4	55,2	18,5	23,0	4,7	9,0

Conforme pode ser visto na Tabela VII.2 os momentos fletores solicitantes não são iguais aos momentos fletores resistentes. A diferença é relativamente pequena para a maioria das vigas, mas é apreciável para algumas delas. Essas diferenças podem ser devidas às aproximações feitas quando supomos válidas as hipóteses fundamentais "a", "b" e "c", definidas em VI.4.1, e

ã linearidade do diagrama tensão-deformação da alvenaria, e aos possíveis erros das leituras das deformações específicas da armadura longitudinal.

Podemos notar também uma diferença entre os valores de $\sigma_{a,eq}$ e f_{acm} . Essa diferença, para as vigas que romperam no domínio 4 e para as que romperam no domínio 3, onde a deformação da armadura foi lida durante o escoamento (VIA e VIB^{SB}), possivelmente é devida às razões expostas acima, e às influências da dispersão dos valores das resistências dos prismas (Tabela III. 7) e da diferença do comportamento da alvenaria quando submetida à compressão simples e à flexão, e às aproximações feitas no cálculo da largura efetiva.

VII.3 - Comparação dos Resultados Teóricos e Experimentais

Utilizando como dados $b_{ef,d}$, f_{yd} , ϵ_{yd} , A_s , f_{acd} e ϵ_{acd} , podemos calcular empregando os processos de cálculo definidos no capítulo VI, os valores de x , ϵ_a , ϵ_s e M_u para cada viga.

Os resultados teóricos são comparados com os experimentais, abordando dois casos, que são apresentados nos itens seguintes.

VII.3.1 - Verificação do Método de Cálculo

Neste item, temos por objetivo verificar a validade do método de cálculo proposto no capítulo VI. Sendo assim, os valores de x , ϵ_a , ϵ_s e M_u foram calculados através dos dados defi-

nidos abaixo:

b_{ef} definido em VI.4.2 e apresentado na Tabela VII.1

$$\left. \begin{array}{l} d \\ f_{yd} = f_{ym} \\ \epsilon_{yd} = \epsilon_{ym} \\ A_s = A_{sm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{definidos em VII.1 e apresentados} \\ \text{na Tabela VII.1} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} f_{acd}^{A,B,C} = f_{acm}^{A,B,C} \\ \epsilon_{acd}^{A,B,C} = \epsilon_{acm}^{A,B,C} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{definidos em V.4.1 e V.4.3} \end{array}$$

Com os dados definidos acima e empregando o método de cálculo definido no capítulo VI e os resultados experimentais mostrados no capítulo IV, montamos a Tabela VII.3 que apresenta os valores teóricos encontrados e as relações entre estes e os valores experimentais correspondentes.

Não apresentamos os valores de x/x_{obs} , $\epsilon_a/\epsilon_{a,obs}$ e $\epsilon_s/\epsilon_{s,obs}$ para a viga V2C, pois ela provavelmente teve problemas na execução, e nem os valores de $\epsilon_s/\epsilon_{s,obs}$ para as vigas V1A^{SB}, V1B, V1C e V1C^{SB} pois a deformação na armadura foi lida antes do escoamento do aço.

TABELA VII.3 - RESULTADOS TEÓRICOS E COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS

VIGAS	RESULTADOS TEÓRICOS					COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS				
	x (cm)	ϵ_a ($^{\circ}/_{00}$)	ϵ_s ($^{\circ}/_{00}$)	DOMÍNIOS	M_u (kN.m)	$\frac{P_{u,\lambda}}{P_u}$ (%)	x/x _{obs}	$\epsilon_a/\epsilon_{a,obs}$	$\epsilon_s/\epsilon_{s,obs}$	$M_u/M_{u,obs}$
V1A	16,9	2,49	2,81	3	26,1	96	1,36	1,48	0,88	1,01
V2A	20,8	2,49	1,73	4.1	28,0	88	1,07	0,93	0,80	0,78
V3A	23,3	2,49	1,34	4	32,6	93	1,03	1,42	1,29	1,03
V4A	24,2	2,49	1,07	4	29,9	90	1,02	0,87	0,83	0,66
V1A ^{SB}	18,4	2,49	2,59	3	27,9	83	0,82	1,48	-	1,03
V1B	24,8	2,85	1,98	3	29,4	85	1,03	1,85	-	1,0
V2B	26,7	2,85	1,47	4.2	29,6	91	1,22	0,96	0,58	0,67
V3B	28,3	2,85	1,25	4	33,5	90	0,98	0,83	0,89	0,74
V4B	30,6	2,85	0,93	4	31,6	67	1,17	1,57	1,01	0,67
V1B ^{SB}	22,2	2,85	2,74	3	30,1	88	1,64	1,37	0,59 *	0,84
V1C	18,1	1,71	2,09	3	30,2	88	0,75	0,91	-	0,84
V2C	21,1	1,71	1,58	4.2	32,7	67	-	-	-	1,21
V3C	24,5	1,71	1,19	4	33,5	81	0,88	0,83	1,19	0,81
V4C	25,9	1,71	1,02	4	39,0	80	1,14	1,50	1,13	0,77
V1C ^{SB}	20,4	1,71	1,78	3	32,9	83	0,84	1,27	-	1,22

* $\epsilon_{s,obs}$ foi lido sem que houvesse uma estabilização da deformação

A Tabela VII.3 nos permite verificar que:

i) Todas as vigas, exceto a viga V1C^{SB} que rompeu por compressão na biela, tiveram o tipo de ruptura observado durante o ensaio (Tabela IV.1) igual ao previsto teoricamente, representado pelo domínio 3 ou 4. Esse fato nos leva a acreditar que as hipóteses de ruptura (VI.4.1-f) se aproximam bastante da realidade.

ii) Durante os ensaios não foi observada nenhuma deformação na armadura maior do que 4,64⁰/100, e o cálculo teórico se mostrou compatível não apresentando nenhuma ruptura no domínio 2.

iii) Os valores da relação $\frac{\epsilon_a}{\epsilon_{a,obs}}$ são maiores ou menores do que 1,00 indiscriminadamente. Este fato provavelmente ocorre devido à influência da dispersão encontrada nos valores das resistências à compressão e deformações de ruptura dos prismas de alvenaria. Esses valores provavelmente são influenciados também pela diferença do comportamento da alvenaria quando submetida à compressão simples e à flexão. As relações $\frac{\epsilon_s}{\epsilon_{s,obs}}$ e $\frac{x}{x_{obs}}$ são afetadas pelos mesmos fatores.

iv) Para todas as vigas que romperam no domínio 3, a menos da viga V1C, os valores de $\epsilon_a/\epsilon_{a,obs}$ são bem maiores do que 1,00. Isto é justificável porque deve ocorrer um aumento brusco das deformações na alvenaria, na zona comprimida das vigas, quando a armadura entra em escoamento, e a leitura de $\epsilon_{a,obs}$ foi realizada antes do escoamento da armadura.

v) Excluindo a viga V1C^{SB} que rompeu por compressão na

biela e a viga V2C que provavelmente teve problemas de execução, a relação $\frac{M_u}{M_{u,obs}}$ se aproxima de 1,00 e está a favor da segurança. A menor relação $\frac{M_u}{M_{u,obs}}$ encontrada foi de 0,66, o que pode ser considerado satisfatório se levarmos em conta a grande dispersão dos valores das resistências e deformações de ruptura encontrados nos prismas e as aproximações feitas nos cálculos.

Considerando que o tipo de ruptura e o momento fletor último calculados segundo as hipóteses fundamentais definidas em VI.4.1 se aproximam dos valores experimentais, e que as diferenças encontradas entre os valores teóricos e experimentais das deformações da alvenaria e da armadura devem-se principalmente à dispersão dos valores das resistências e das deformações de ruptura da alvenaria, e tendo em vista que os valores calculados para o momento fletor último não comprometem a segurança da estrutura, podemos concluir pela validade do método definido no capítulo VI.

VII.3.2 - Introdução dos Conceitos de Segurança - Generalização de ϵ_{acd}

Neste ítem tentamos reproduzir dentro de certos limites uma situação de projeto, com o objetivo de termos uma idéia da relação $\frac{M_u}{M_{u,obs}}$. Para isso calculamos M_u a partir de dados em que são inseridos os critérios de segurança, e definindo um único valor para a deformação de cálculo da alvenaria. Sendo assim, os valores de M_u foram calculados através dos dados definidos em i), ii), iii), iv) e v).

- i) b_{ef} definido em VI.4.2 }
 d definido em VII.1 } apresentados na Tabela VII.1

$$\bar{a}rea \text{ de } 1\phi 1/2" = 1,27 \text{ cm}^2$$

- ii) f_{yd}

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} - tensão característica do aço, tomada igual à tensão de escoamento nominal do aço utilizado.

- Para as vigas V2A, V2B e V2C como o aço utilizado foi o CA50B, usamos $f_{yk} = 500,0 \text{ N/mm}^2$.

- Para a viga V3B apesar de termos comprado o aço CA24, o ensaio realizado na amostra apresentou características bastante próximas das do aço CA50A, e por isto consideramos $f_{yk} = 500,0 \text{ N/mm}^2$.

- Para as demais vigas apesar de também termos adquirido o aço CA24, os ensaios realizados nas amostras forneceram um valor de $f_{ym} = 311,7 \text{ N/mm}^2$. Resolvemos calcular o valor de f_{yk} pela equação abaixo:

$$f_{yk} = f_{ym} - 1,64 s_{x,s} = 281,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Adotamos o mesmo valor recomendado pelo CEB-FIP-78, porque a participação da armadura é semelhante nas peças de alvenaria armada e de concreto armado.

iii) ϵ_{yd}

O valor de ϵ_{yd} foi calculado considerando $E_s = 210 \text{ kN/mm}^2$, segundo as equações abaixo:

- Para os aços de dureza natural

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

- Para os aços endurecidos a frio

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} + 20/100$$

iv) f_{acd}

$$f_{acd}^{A,B,C} = \frac{f_{ack}^{A,B,C}}{\gamma_a}$$

Os valores de $f_{ack}^{A,B,C}$ estão definidos em V.4.2.

$$\gamma_a = 1,5$$

O CEB-FIP-78 recomenda para as peças de concreto armado, os seguintes valores de γ_c :

para peças com controle de execução insuficiente :

$$\gamma_c = 1,6$$

para peças com controle de execução razoável: $\gamma_c = 1,5$

para peças pré-fabricadas com controle de execução rigoroso: $\gamma_c = 1,4$.

Como a alvenaria é formada por tijolo e argamas sa, e o tijolo é um material pré-moldado, porém de controle de execução insuficiente, resolvemos adotar para γ_a o valor de 1,5.

v) ϵ_{acd}

Como o diagrama tensão-deformação da alvenaria é linear (Figura VI.1), temos a relação:

$$f_{acd} = E_{ad} \cdot \epsilon_{acd} \quad (\text{VII-1})$$

Com base na análise dos prismas de alvenaria feita no capítulo V, item V.3, podemos adotar para o módulo de elasticidade da alvenaria a expressão aproximada $E_{ad} = 500 \cdot f_{acd}$, o que corresponde a fixarmos o valor de ϵ_{acd} em 2^o/oo.

Com os dados definidos em i), ii), iii), iv) e v), montamos a Tabela VII.4, que apresenta a relação $\frac{M_{u,obs}}{M_u}$.

TABELA VII.4 - RELAÇÃO $\frac{M_{u,obs}}{M_u}$ ($\gamma_a = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$)

VIGAS	M_u (kN.m)	$\frac{M_{u,obs}}{M_u}$	VIGAS	M_u (kN.m)	$\frac{M_{u,obs}}{M_u}$	VIGAS	M_u (kN.m)	$\frac{M_{u,obs}}{M_u}$
V1A	16,1	1,61	V1B	16,0	1,83	V1C	19,0	1,90
V2A	14,6	2,62	V2B	16,1	2,77	V2C	18,4	1,47
V3A	16,8	1,87	V3B	17,1	2,64	V3C	18,5	2,26
V4A	15,4	2,93	V4B	16,0	2,96	V4C	21,2	2,47
V1A ^{SB}	16,6	1,62	V1B ^{SB}	18,0	2,0	V1C ^{SB}	19,3	1,40

A Tabela VII.4 nos permite verificar que:

i) Para as vigas que romperam no domínio 3, a relação média encontrada para $\frac{M_{u,obs}}{M_u}$ foi de 1,79, com um valor mínimo de 1,61 e um máximo de 2,00.

ii) Para as vigas que romperam no domínio 4, excluindo a viga V2C que teve problemas de execução, a relação média em -

contrada para $\frac{M_{u,obs}}{M_u}$ foi de 2,57, com um valor mínimo de 1,87 e um máximo de 2,96.

Uma primeira avaliação da segurança com relação aos momentos fletores últimos, indica haver uma segurança mais conservadora para as vigas que romperam no domínio 4 do que para as que romperam no domínio 3.

VII.4 - Estados Limite de Utilização

VII.4.1 - Abertura de Fissuras

No presente trabalho não chegamos a estabelecer uma fórmula para o cálculo da abertura característica de fissura para as vigas de alvenaria armada. Apenas verificamos se a abertura de fissura máxima, lida para a carga de serviço, é menor do que a abertura de fissura limite apresentada no quadro VI.1. Como a umidade no laboratório é maior do que 60%, consideramos as condições ambientes como sendo moderadamente severas.

A Tabela VII.5 apresenta os valores das aberturas de fissuras máximas lidas para os momentos de serviço experimentais e calculados teoricamente segundo os itens VII.3.1 e VII.3.2, respectivamente.

TABELA VII.5 - ABERTURAS DE FISSURAS MÁXIMAS OBSERVADAS
PARA OS MOMENTOS DE SERVIÇO ($\gamma_f = 1,5$)

VIGAS	($M_{u,obs}$) w_{serv} (mm)	(item VII.3.1) w_{serv} (mm)	(item VII.3.2) w_{serv} (mm)
V1A	0,1	0,1	capilar
V2A	0,3	0,2	0,1
V3A	0,2	0,1	0,1
V4A	0,1	0,1	capilar
V1A ^{SB}	0,2	0,2	0,1
V1B	0,1	0,1	0,1
V2B	0,2	0,2	0,1
V3B	0,2	0,2	0,1
V4B	0,1	capilar	capilar
V1B ^{SB}	0,1	0,1	capilar
V1C	0,2	0,1	capilar
V2C	0,4	0,1	0,1
V3C	0,1	0,1	0,1
V4C	0,2	0,1	capilar
V1C ^{SB}	0,1	0,1	capilar

Podemos verificar que as aberturas de fissuras máxi -
mas lidas, considerando os momentos de serviço experimentais, pa -
ra as vigas V2A e V2C, foram superiores à abertura de fissura li -
mite ($w_{lim} = 0,2\text{mm}$). Porém, como todas as aberturas de fissu -
ras máximas lidas para os momentos de serviço, calculadas teori -
camente segundo VII.3.1 e VII.3.2, foram inferiores à abertura de
fissura limite, podemos concluir que as aberturas de fissuras me -
didas estão abaixo das prescritas pelo CEB-FIP-78.

VII.4.2 - Flechas

A Tabela VII.6 apresenta os valores das flechas máximas lidas para as cargas de serviço. Como não faria sentido apresentar esses valores para as vigas "com bloco", mostramos so mente os valores das flechas para as vigas $V1 \left\{ \begin{matrix} A \\ B \\ C \end{matrix} \right\}^{SB}$

TABELA VII.6 - FLECHAS MÁXIMAS LIDAS

VIGAS	FLECHAS (mm)
$V1A^{SB}$	2,3
$V1B^{SB}$	2,9
$V1C^{SB}$	2,0

O valor da flecha admissível para a totalidade das ações, segundo a Norma Brasileira NB-1 [15], é definida abaixo:

$$\bar{f} = \frac{\ell}{300}$$

onde ℓ = vão teórico da viga

$$\bar{f} = 6,8 \text{ mm}$$

Podemos então concluir que as flechas lidas para os momentos de serviço estão abaixo das prescritas pela NB-1.

APENDICE

APÊNDICE 1 - TESTES DA NORMALIDADE DA DISTRIBUIÇÃO DOS VALORES
DE f_{ac}

	i	$x^{(i)}$	$F^*(x^{(i)})$	$F(x^{(i)})$	$ F^*(x^{(i)}) - F(x^{(i)}) $	d_{max}	Verificação
V1A	1	83,8	0,111	0,087	0,02	0,41	0,16 < 0,41 Normal
	2	87,4	0,222	0,145	0,08		
	3	93,5	0,333	0,288	0,05		
	4	94,1	0,444	0,305	0,14		
	5	97,2	0,555	0,397	0,16		
	6	102,5	0,666	0,568	0,10		
	7	110,7	0,777	0,844	0,07		
	8	114,9	0,888	0,883	0,01		
	9	117,2	1,000	0,916	0,08		
V2A	1	70,8	0,111	0,075	0,04	0,41	0,14 < 0,41 Normal
	2	72,0	0,222	0,084	0,14		
	3	94,1	0,333	0,359	0,03		
	4	97,6	0,444	0,421	0,02		
	5	103,8	0,555	0,536	0,02		
	6	105,4	0,666	0,564	0,10		
	7	111,4	0,777	0,670	0,11		
	8	129,7	0,888	0,901	0,01		
	9	132,1	1,000	0,919	0,08		
V3A	1	101,7	0,125	0,109	0,02	0,41	0,19 < 0,41 Normal
	2	101,8	0,250	0,113	0,14		
	3	105,4	0,375	0,316	0,06		
	4	107,8	0,500	0,500	0,00		
	5	108,1	0,625	0,524	0,10		
	6	108,6	0,750	0,564	0,19		
	7	114,0	0,875	0,894	0,02		
	8	115,1	1,000	0,929	0,07		
V4A	1	82,2	0,100	0,123	0,02	0,41	0,16 < 0,41 Normal
	2	83,8	0,200	0,138	0,06		
	3	89,3	0,300	0,198	0,10		
	4	92,7	0,400	0,242	0,16		
	5	102,6	0,500	0,397	0,10		
	6	112,1	0,600	0,560	0,04		
	7	117,1	0,700	0,644	0,06		
	8	119,7	0,800	0,688	0,11		
	9	138,1	0,900	0,903	0,00		
	10	148,5	1,000	0,961	0,04		
V1A ^{SB}	1	73,4	0,111	0,014	0,10	0,41	0,13 < 0,41 Normal
	2	90,8	0,222	0,309	0,09		
	3	90,9	0,333	0,312	0,02		
	4	95,6	0,444	0,492	0,05		
	5	97,8	0,555	0,579	0,02		
	6	100,7	0,666	0,688	0,02		
	7	101,9	0,777	0,729	0,05		
	8	104,1	0,888	0,797	0,09		
	9	107,0	1,000	0,867	0,13		

Ao nível de significância de 5% podemos aceitar a normalidade da distribuição dos valores da resistência à compressão dos prismas V1A, V2A, V3A, V4A e V1A^{SB}.

APÊNDICE 2 - LISTAGEM DO PROGRAMA E TABELAS

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

NÚCLEO DE COMPUTAÇÃO ELETRÔNICA

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

NÚCLEO DE COMPUTAÇÃO ELETRÔNICA

```
FILE 1=LEITURA,UNIT=READER
FILE 2=IMPRESS,UNIT=PRINTER
REAL M01,M02
```

```
EPSAU=DEFORMAÇÃO DE RUPTURA DE CALCULO DA ALVENARIA
EPSYD=DEFORMAÇÃO DE ESCOAMENTO DE CALCULO DA ARMADURA
PARA ACO CA24 ADOTAR NTIP=0
PARA ACO CA50 B ADOTAR NTIP=1
```

```
READ(1,1)EPSAU,EPSYD,NTIP
1 FORMAT(2F10.0,15)
WRITE(2,2)
2 FORMAT(1H1,/,/,14X,'TABELA PARA DIMENSIONAMENTO DE ALVENARIA ARMADA
  NO ESFADIO III')
IF(NTIP.EQ.0) GO TO 3
WRITE(2,4) EPSAU,EPSYD
4 FORMAT(//,21X,'EPSACD=',F7.5,3X,'EPSYD=',F7.5,3X,'ACO CA 50 B')
GO TO 5
3 WRITE(2,6) EPSAU,EPSYD
6 FORMAT(//,21X,'EPSACD=',F7.5,3X,'EPSYD=',F7.5,3X,'ACO CA 24')
5 XD=0.
WRITE(2,7)
7 FORMAT(//,14X,'M0/BEF.02.FACD Z/O X/) EPSA EPSS AS.FY
  M0/BEF.0.FACD',/)
XDLIM=EPSAU/(EPSAU+EPSYD)
DO 8 I=1,99
XD=XD+0.01
ZD=1.-XD/3.
XUCRI=EPSAU/(EPSAU+0.01)
IF(XD-XUCRI)9,9,10
```

DOMINIO 2

```
9 M01=0.01+XD**2*(1.-XD/3.)/(2.*(1.-XD)*EPSAU)
EPSA=0.01+XD/(1.-XD)
EPSS=0.01
AD1=EPSA+XD/(2.*EPSAU)
WRITE(2,11)M01,ZD,XD,EPSA,EPSS,AD1
GO TO 12
```

DOMINIO 3

```
10 M02=XD*(1.-XD/3.)/2.
EPSA=EPSAU
EPSS=(1.-XD)*EPSAU/XD
IF(XD-XDLIM)15,15,15
15 AD3=XD/2.
GO TO 17
16 IF(NTIP)13,14,13
```

DOMINIO 4

ACOS DE DUREZA NATURAL

```
14 AD3=XD*EPSYD/(2.*EPSS)
GO TO 17
```

ACOS ENDURECIDOS A FRIO

DOMINIO 4.2

```
13 EYD07=0.7*(EPSYD-0.002)
IF(EPSS-EYD07)18,18,19
18 AD3=XD*EYD07/(1.4*EPSS)
GO TO 17
```

DOMINIO 4.1

```
19 AD3=XD/(2*((0.3*(EPSS+EPSYD))/(EPSYD-0.7*(EPSYD-0.002))+1.))
17 WRITE(2,11)M02,ZD,XD,EPSA,EPSS,AD3
11 FORMAT(19X,F5.3,5X,F5.3,2X,F5.3,2X,F7.5,2X,F7.5,4X,E9.3)
12 CONTINUE
8 CONTINUE
STOP
END
```

CAPÍTULO VIII

CONCLUSÕES

Com base no que foi exposto nos capítulos anteriores, podemos estabelecer as seguintes conclusões sobre o comportamento à flexão de vigas de alvenaria armada de tijolo vazado de barro:

1) Resistência Característica da Alvenaria

A fórmula (V-6) que determina a resistência característica do prisma de alvenaria em função das resistências médias da argamassa e do tijolo, tem seu uso limitado, já que as experiências foram realizadas com apenas 3 tipos de tijolos e as resistências à compressão das argamassas variaram somente entre 20,0 e 30,0 N/mm². Sendo assim, recomendamos que, para a determinação da resistência à compressão característica, sejam efetuados ensaios em corpos de prova prismáticos de alvenaria, executados de modo similar ao adotado na execução das vigas e adequadamente capeados nos topos, e que seja adotada como resistência característica a resistência média obtida nestes ensaios, na idade de 28 dias, diminuída de λ vezes o desvio padrão, sendo o valor de λ definido na Tabela V.1.

Recomendamos também, objetivando a formação de um banco de dados homogêneos, que os corpos de prova prismáticos de alvenaria sejam executados de modo que suas faces laterais formem um plano (Figura III.4 - lotes B e C), e que a sua altura seja aproximadamente igual ao dobro da menor dimensão da se

ção transversal.

2) Deformação Específica de Cálculo da Alvenaria

O valor de ϵ_{acd} , numa primeira avaliação, foi adotado igual a 2^o/100, a partir dos ensaios dos prismas de alvenaria. Este valor é aceitável já que é menor que a deformação da alvenaria observada no bordo mais comprimido para a maioria das vigas. Na realidade, o valor de ϵ_{acd} para a flexão de vigas de alvenaria armada deveria ser determinado através da análise estatística dos valores de $\epsilon_{a,obs}$ de um número de vigas significativo, maior do que as 15 vigas ensaiadas. O valor de ϵ_{acd} , portanto, poderá ser modificado conforme sejam feitas outras experiências com vigas de alvenaria armada.

3) Comportamento à Flexão Pura

3.1) Exclusão da Viga V2C da Análise Geral

A viga V2C, que tinha como armadura longitudinal barras de aço do tipo CA50B, não foi considerada na análise das vigas porque, como ela apresentou fissuras horizontais (Figura IV.14), foi suposto que ocorreu uma perda de aderência entre a armadura longitudinal e a argamassa. Podemos concluir que esta perda de aderência foi provocada por problemas de execução, já que a armadura longitudinal da viga V3B, com a mesma resistência característica que a armadura longitudinal da viga V2C e formada por barras lisas, portanto de menor aderência, não apresentou nenhum sinal de perda de aderência.

3.2) Método de Cálculo e Coeficiente de Segurança

Os momentos fletores últimos das vigas ensaiadas apresentaram valores maiores que os teóricos calculados segundo o método de cálculo definido no capítulo VI. A relação $\frac{M_{u,obs}}{M_u}$ nas peças fortemente armadas foi significativamente maior do que nas peças normalmente armadas. Como a ruptura das peças fortemente armadas é do tipo frágil, é desejável que exista maior reserva de segurança entre a carga de serviço e a carga de ruptura. O comportamento à flexão das vigas ensaiadas pode ser considerado satisfatório.

Os valores médios das relações entre os momentos fletores últimos observados e os momentos fletores últimos teóricos, sem considerar as vigas V2C e V1C^{SB} pelas razões já expostas, foram:

a) Igual a 1,20 para

$$\gamma_a = \gamma_s = 1,0 \quad (\text{Tabela VII.3})$$

b) Igual a 2,27 para

$$\gamma_a = 1,5 \quad \text{e} \quad \gamma_s = 1,15 \quad (\text{Tabela VII.4})$$

O resultado a) mostra que o método de cálculo definido no capítulo VI pode ser adotado com um bom grau de confiança.

O resultado b) mostra que os coeficientes de segurança definidos no capítulo VII são satisfatórios.

4) Comportamento à Flexão Simples

Todas as vigas "sem bloco" apresentaram bom comportamento no que diz respeito à tração devida ao esforço cortante, mostrando boa aderência entre o estribo e a argamassa de injeção, e entre esta e o tijolo. As vigas V1A^{SB} e V1B^{SB} romperam por flexão e a viga V1C^{SB} rompeu por compressão na biela, apresentando uma relação $M_u/M_{u,obs} = 1,22$ (Tabela VII.3). A resistência à compressão da biela nas vigas "sem bloco", numa primeira avaliação, se mostrou baixa em relação à resistência à flexão destas mesmas vigas. Sendo assim, julgamos serem necessários maiores estudos no que diz respeito ao comportamento das vigas de alvenaria armada quando sujeitas ao esforço cortante.

5) Influência das Condições Ambientais

Em todos os estudos até o presente momento tem sido considerado que as peças estão protegidas da ação das intempéries. Sendo assim, essa pesquisa só é aplicável para o caso em que as alvenarias estejam em ambientes internos. Para que seja possível sua aplicação em ambientes externos, é necessário que sejam feitos testes com as peças sujeitas à ação das intempéries.

6) Controle de Qualidade do Tijolo

Em todos os lotes de tijolos houve uma perda inicial em torno de 60% por defeitos de fabricação, e assim mesmo encontramos uma grande dispersão nos valores das resistências e das deformações dos prismas de alvenaria. Sendo assim, podemos con

cluír que, para que a alvenaria armada de tijolo vazado de barro seja usada mais correntemente, é necessário que haja um controle rigoroso da qualidade do tijolo. Com este propósito já existe uma comissão encarregada de rever a EB-20 [3], a qual está preparando um ante-projeto de norma prevendo inclusive o uso estrutural do tijolo vazado de barro.

7) Viabilidade Econômica

Como para a construção de peças estruturais de alvenaria armada não é necessário o emprego da pedra britada, e o consumo de madeira e cimento é menor do que o exigido para as peças de concreto armado, supomos que exista uma barateamento das construções executadas em alvenaria armada em relação às executadas em concreto armado. No entanto, esse barateamento provavelmente vai depender dos recursos que cada região possa oferecer e do tipo de estrutura em que será aplicada a alvenaria armada. Não sendo do nosso conhecimento nenhum trabalho que faça comparações de custos entre construções executadas em alvenaria armada e concreto armado, julgamos serem necessários estudos de viabilidade econômica, em função da situação geográfica e do tipo de aplicação, para a alvenaria armada.

BIBLIOGRAFIA

- 1 - PLUMMER, Harry C. & REARDON, Leslie J. - "Principles of Brick Engineering", published by Structural Clay Products Institute, Washington D.C., 1943.
- 2 - CURY, Fuad Jorge - "Visão Histórica Nacional e Internacional", Trabalho apresentado no Colóquio sobre Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto, São Paulo, Dezembro/1977.
- 3 - EB-20 - "Especificação Brasileira - Tijolos Furados de Barro Cozido para Alvenaria", 1943.
- 4 - CARNEIRO, Fernando L.L.B. - "Norma para Cálculo e Execução de Estruturas de Alvenaria Armada ou Parcialmente Armada", (Ante-Projeto), 1968.
- 5 - GRILO, Marcos & ROITMAN, Ney - "Alvenaria Armada de Tijolo Vazado de Barro", Trabalho apresentado nas XIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, Santiago Chile, Abril/1978.
- 6 - ROITMAN, Ney & GRILO, Marcos - "Tijolo Vazado de Barro - Alternativa Estrutural", Trabalho premiado no Concurso de Idéias do Simpósio de Barateamento da Construção Habitacional, BNH, 1978.
- 7 - GRILO, Marcos - "Alvenaria Armada de Tijolo Vazado de Barro - Pilares Curtos", Tese de M.Sc., COPPE, 1978.
- 8 - FERRANTE, A.J. - "The Lorane System", texto publicado no livro "The Finite Element Technique", editores Brebbia C.A & Ferrante, A.J., Porto Alegre, R.G. do Sul, 1975.

- 9 - GUEDES, Quintiliano M. & SOUZA, Miguel O.L. - "Estudo Comparativo de Duas Funções Características do Plano de Inspeção por Amostragem de Lotes de Concreto", publicação da Geotécnica S.A.
- 10 - COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON - "Regles Unifiees Communes aux Differents Types D'Ouvrages et de Materiaux", CEB Bulletin D'Information N° 124/125-F, Volume I, Paris, 1978.
- 11 - BENJAMIN, Jack R. & CORNELL, C.Allin - "Probability Statistics, and Decision for Civil Engineers ",Mc Graw Hill Book Company, 1970.
- 12 - SNEDECOR, George W. & COCHRAN, William G. - "Statistical Methods", The Iowa State University Press, Sixth Edition.
- 13 - HALD, A. - "Statistical Theory with Engineering Aplications", edited by Wiley, J. & Sons, 1952.
- 14 - COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON - "Code-Modele CEB-FIP pour les Structures en Béton", CEB Bulletin D'Information N° 124/125-F, Volume 2, Paris, 1978.
- 15 - NB-1 - "Associação Brasileira de Normas Técnicas - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado", 1978.

TABELA PARA DIMENSIONAMENTO DE ALVENARIA ARMADA NO ESTADO III

EPSALD=0.00200

EPSYD=0.00114

ACH CA 24

M/REF. (2. FAC)	Z/D	X/D	EPSA	EPSS	AS.FTU/REF.0.FALD
0.000	0.000	0.010	0.00010	0.01000	.2535-03
0.001	0.001	0.020	0.00020	0.01000	.1025-02
0.002	0.002	0.030	0.00031	0.01000	.2525-02
0.004	0.004	0.040	0.00042	0.01000	.4175-02
0.005	0.005	0.050	0.00053	0.01000	.6535-02
0.009	0.009	0.060	0.00064	0.01000	.8975-02
0.013	0.013	0.070	0.00075	0.01000	.1125-01
0.017	0.017	0.080	0.00087	0.01000	.1745-01
0.022	0.022	0.090	0.00099	0.01000	.2235-01
0.027	0.027	0.100	0.00111	0.01000	.2735-01
0.033	0.033	0.110	0.00124	0.01000	.3405-01
0.039	0.039	0.120	0.00136	0.01000	.4045-01
0.046	0.046	0.130	0.00149	0.01000	.4805-01
0.054	0.054	0.140	0.00163	0.01000	.5705-01
0.063	0.063	0.150	0.00176	0.01000	.6625-01
0.072	0.072	0.160	0.00190	0.01000	.7625-01
0.084	0.084	0.170	0.00203	0.00975	.8605-01
0.085	0.085	0.180	0.00211	0.00950	.9005-01
0.089	0.089	0.190	0.00219	0.00933	.9505-01
0.093	0.093	0.200	0.00228	0.00900	.1005-01
0.098	0.098	0.210	0.00236	0.00875	.1055-01
0.102	0.102	0.220	0.00245	0.00850	.1105-01
0.106	0.106	0.230	0.00253	0.00825	.1155-01
0.110	0.110	0.240	0.00261	0.00800	.1205-01
0.115	0.115	0.250	0.00269	0.00775	.1255-01
0.119	0.119	0.260	0.00277	0.00750	.1305-01
0.123	0.123	0.270	0.00285	0.00725	.1355-01
0.127	0.127	0.280	0.00293	0.00700	.1405-01
0.131	0.131	0.290	0.00301	0.00675	.1455-01
0.135	0.135	0.300	0.00309	0.00650	.1505-01
0.139	0.139	0.310	0.00316	0.00625	.1555-01
0.143	0.143	0.320	0.00324	0.00600	.1605-01
0.147	0.147	0.330	0.00331	0.00575	.1655-01
0.151	0.151	0.340	0.00339	0.00550	.1705-01
0.155	0.155	0.350	0.00346	0.00525	.1755-01
0.159	0.159	0.360	0.00353	0.00500	.1805-01
0.162	0.162	0.370	0.00360	0.00475	.1855-01
0.166	0.166	0.380	0.00367	0.00450	.1905-01
0.170	0.170	0.390	0.00374	0.00425	.1955-01
0.173	0.173	0.400	0.00381	0.00400	.2005-01
0.177	0.177	0.410	0.00388	0.00375	.2055-01
0.181	0.181	0.420	0.00395	0.00350	.2105-01
0.184	0.184	0.430	0.00401	0.00325	.2155-01
0.188	0.188	0.440	0.00408	0.00300	.2205-01
0.191	0.191	0.450	0.00414	0.00275	.2255-01
0.195	0.195	0.460	0.00421	0.00250	.2305-01
0.199	0.199	0.470	0.00427	0.00225	.2355-01
0.202	0.202	0.480	0.00433	0.00200	.2405-01
0.205	0.205	0.490	0.00439	0.00175	.2455-01
0.208	0.208	0.500	0.00445	0.00150	.2505-01
0.212	0.212	0.510	0.00451	0.00125	.2555-01
0.215	0.215	0.520	0.00456	0.00100	.2605-01
0.218	0.218	0.530	0.00462	0.00075	.2655-01
0.221	0.221	0.540	0.00467	0.00050	.2705-01
0.225	0.225	0.550	0.00473	0.00025	.2755-01
0.229	0.229	0.560	0.00478	0.00000	.2805-01
0.231	0.231	0.570	0.00483	0.00000	.2855-01
0.234	0.234	0.580	0.00488	0.00000	.2905-01
0.237	0.237	0.590	0.00493	0.00000	.2955-01
0.240	0.240	0.600	0.00498	0.00000	.3005-01
0.243	0.243	0.610	0.00503	0.00000	.3055-01
0.246	0.246	0.620	0.00508	0.00000	.3105-01
0.249	0.249	0.630	0.00513	0.00000	.3155-01
0.252	0.252	0.640	0.00518	0.00000	.3205-01
0.255	0.255	0.650	0.00523	0.00000	.3255-01
0.257	0.257	0.660	0.00528	0.00000	.3305-01
0.260	0.260	0.670	0.00533	0.00000	.3355-01
0.263	0.263	0.680	0.00538	0.00000	.3405-01
0.266	0.266	0.690	0.00543	0.00000	.3455-01
0.269	0.269	0.700	0.00548	0.00000	.3505-01
0.271	0.271	0.710	0.00553	0.00000	.3555-01
0.274	0.274	0.720	0.00558	0.00000	.3605-01
0.276	0.276	0.730	0.00563	0.00000	.3655-01
0.279	0.279	0.740	0.00568	0.00000	.3705-01
0.281	0.281	0.750	0.00573	0.00000	.3755-01
0.284	0.284	0.760	0.00578	0.00000	.3805-01
0.286	0.286	0.770	0.00583	0.00000	.3855-01
0.289	0.289	0.780	0.00588	0.00000	.3905-01
0.291	0.291	0.790	0.00593	0.00000	.3955-01
0.293	0.293	0.800	0.00598	0.00000	.4005-01
0.296	0.296	0.810	0.00603	0.00000	.4055-01
0.298	0.298	0.820	0.00608	0.00000	.4105-01
0.300	0.300	0.830	0.00613	0.00000	.4155-01
0.302	0.302	0.840	0.00618	0.00000	.4205-01
0.305	0.305	0.850	0.00623	0.00000	.4255-01
0.307	0.307	0.860	0.00628	0.00000	.4305-01
0.309	0.309	0.870	0.00633	0.00000	.4355-01
0.311	0.311	0.880	0.00638	0.00000	.4405-01
0.313	0.313	0.890	0.00643	0.00000	.4455-01
0.315	0.315	0.900	0.00648	0.00000	.4505-01
0.317	0.317	0.910	0.00653	0.00000	.4555-01
0.319	0.319	0.920	0.00658	0.00000	.4605-01
0.321	0.321	0.930	0.00663	0.00000	.4655-01
0.323	0.323	0.940	0.00668	0.00000	.4705-01
0.325	0.325	0.950	0.00673	0.00000	.4755-01
0.326	0.326	0.960	0.00678	0.00000	.4805-01
0.328	0.328	0.970	0.00683	0.00000	.4855-01
0.330	0.330	0.980	0.00688	0.00000	.4905-01
0.332	0.332	0.990	0.00693	0.00000	.4955-01

TABELA PARA DIMENSIONAMENTO DE ALVENARIA ARMAADA NO ESTADIO III

EPSACD=0.00200

EPSTU=0.00438

ACD CA 50 B

MO/BEF.D2.FACD Z/D X/D EPSA EPSS AS.FY0/BEF.D.FACD

0.000	0.997	0.010	0.00310	0.01000	.253E+03
0.001	0.993	0.020	0.00320	0.01000	.102E+02
0.002	0.990	0.030	0.00331	0.01000	.232E+02
0.004	0.987	0.040	0.00342	0.01000	.417E+02
0.006	0.983	0.050	0.00353	0.01000	.658E+02
0.009	0.980	0.060	0.00364	0.01000	.957E+02
0.013	0.977	0.070	0.00375	0.01000	.134E+01
0.017	0.973	0.080	0.00387	0.01000	.174E+01
0.022	0.970	0.090	0.00399	0.01000	.223E+01
0.027	0.967	0.100	0.00411	0.01000	.278E+01
0.033	0.963	0.110	0.00424	0.01000	.340E+01
0.039	0.960	0.120	0.00436	0.01000	.409E+01
0.046	0.957	0.130	0.00449	0.01000	.486E+01
0.054	0.953	0.140	0.00463	0.01000	.570E+01
0.063	0.950	0.150	0.00476	0.01000	.662E+01
0.072	0.947	0.160	0.00490	0.01000	.762E+01
0.080	0.943	0.170	0.00500	0.00976	.850E+01
0.085	0.940	0.180	0.00500	0.00911	.900E+01
0.089	0.937	0.190	0.00500	0.00853	.950E+01
0.093	0.933	0.200	0.00500	0.00800	.100E+00
0.098	0.930	0.210	0.00500	0.00752	.105E+00
0.102	0.927	0.220	0.00500	0.00709	.110E+00
0.106	0.923	0.230	0.00500	0.00670	.115E+00
0.110	0.920	0.240	0.00500	0.00633	.120E+00
0.115	0.917	0.250	0.00500	0.00600	.125E+00
0.119	0.913	0.260	0.00500	0.00569	.130E+00
0.123	0.910	0.270	0.00500	0.00544	.135E+00
0.127	0.907	0.280	0.00500	0.00514	.140E+00
0.131	0.903	0.290	0.00500	0.00490	.145E+00
0.135	0.900	0.300	0.00500	0.00467	.150E+00
0.139	0.897	0.310	0.00500	0.00445	.155E+00
0.143	0.893	0.320	0.00500	0.00425	.162E+00
0.147	0.890	0.330	0.00500	0.00406	.171E+00
0.151	0.887	0.340	0.00500	0.00388	.180E+00
0.155	0.883	0.350	0.00500	0.00371	.189E+00
0.158	0.880	0.360	0.00500	0.00355	.198E+00
0.162	0.877	0.370	0.00500	0.00341	.207E+00
0.166	0.873	0.380	0.00500	0.00326	.217E+00
0.170	0.870	0.390	0.00500	0.00313	.226E+00
0.173	0.867	0.400	0.00500	0.00300	.236E+00
0.177	0.863	0.410	0.00500	0.00288	.246E+00
0.181	0.860	0.420	0.00500	0.00275	.256E+00
0.184	0.857	0.430	0.00500	0.00265	.266E+00
0.188	0.853	0.440	0.00500	0.00255	.276E+00
0.191	0.850	0.450	0.00500	0.00244	.286E+00
0.195	0.847	0.460	0.00500	0.00235	.297E+00
0.198	0.843	0.470	0.00500	0.00226	.307E+00
0.202	0.840	0.480	0.00500	0.00217	.318E+00
0.205	0.837	0.490	0.00500	0.00208	.328E+00
0.208	0.833	0.500	0.00500	0.00200	.339E+00
0.212	0.830	0.510	0.00500	0.00192	.350E+00
0.215	0.827	0.520	0.00500	0.00185	.361E+00
0.218	0.823	0.530	0.00500	0.00177	.372E+00
0.221	0.820	0.540	0.00500	0.00173	.383E+00
0.225	0.817	0.550	0.00500	0.00164	.400E+00
0.228	0.813	0.560	0.00500	0.00157	.424E+00
0.231	0.810	0.570	0.00500	0.00151	.450E+00
0.234	0.807	0.580	0.00500	0.00145	.477E+00
0.237	0.803	0.590	0.00500	0.00139	.505E+00
0.240	0.800	0.600	0.00500	0.00133	.536E+00
0.243	0.797	0.610	0.00500	0.00128	.568E+00
0.246	0.793	0.620	0.00500	0.00123	.602E+00
0.249	0.790	0.630	0.00500	0.00117	.639E+00
0.252	0.787	0.640	0.00500	0.00112	.677E+00
0.255	0.783	0.650	0.00500	0.00108	.718E+00
0.257	0.780	0.660	0.00500	0.00103	.762E+00
0.260	0.777	0.670	0.00500	0.00099	.809E+00
0.263	0.773	0.680	0.00500	0.00094	.860E+00
0.266	0.770	0.690	0.00500	0.00090	.914E+00
0.268	0.767	0.700	0.00500	0.00085	.972E+00
0.271	0.763	0.710	0.00500	0.00082	.103E+01
0.274	0.760	0.720	0.00500	0.00078	.110E+01
0.276	0.757	0.730	0.00500	0.00074	.117E+01
0.279	0.753	0.740	0.00500	0.00070	.125E+01
0.281	0.750	0.750	0.00500	0.00067	.134E+01
0.284	0.747	0.760	0.00500	0.00063	.143E+01
0.286	0.743	0.770	0.00500	0.00060	.153E+01
0.289	0.740	0.780	0.00500	0.00056	.165E+01
0.291	0.737	0.790	0.00500	0.00053	.177E+01
0.293	0.733	0.800	0.00500	0.00050	.190E+01
0.296	0.730	0.810	0.00500	0.00047	.205E+01
0.298	0.727	0.820	0.00500	0.00044	.222E+01
0.300	0.723	0.830	0.00500	0.00041	.241E+01
0.302	0.720	0.840	0.00500	0.00038	.262E+01
0.305	0.717	0.850	0.00500	0.00035	.287E+01
0.307	0.713	0.860	0.00500	0.00033	.314E+01
0.309	0.710	0.870	0.00500	0.00030	.346E+01
0.311	0.707	0.880	0.00500	0.00027	.384E+01
0.313	0.703	0.890	0.00500	0.00025	.428E+01
0.315	0.700	0.900	0.00500	0.00022	.482E+01
0.317	0.697	0.910	0.00500	0.00020	.547E+01
0.319	0.693	0.920	0.00500	0.00017	.630E+01
0.321	0.690	0.930	0.00500	0.00015	.735E+01
0.323	0.687	0.940	0.00500	0.00013	.876E+01
0.325	0.683	0.950	0.00500	0.00011	.107E+02
0.326	0.680	0.960	0.00500	0.00009	.137E+02
0.329	0.677	0.970	0.00500	0.00006	.187E+02
0.330	0.673	0.980	0.00500	0.00004	.266E+02
0.332	0.670	0.990	0.00500	0.00002	.583E+02

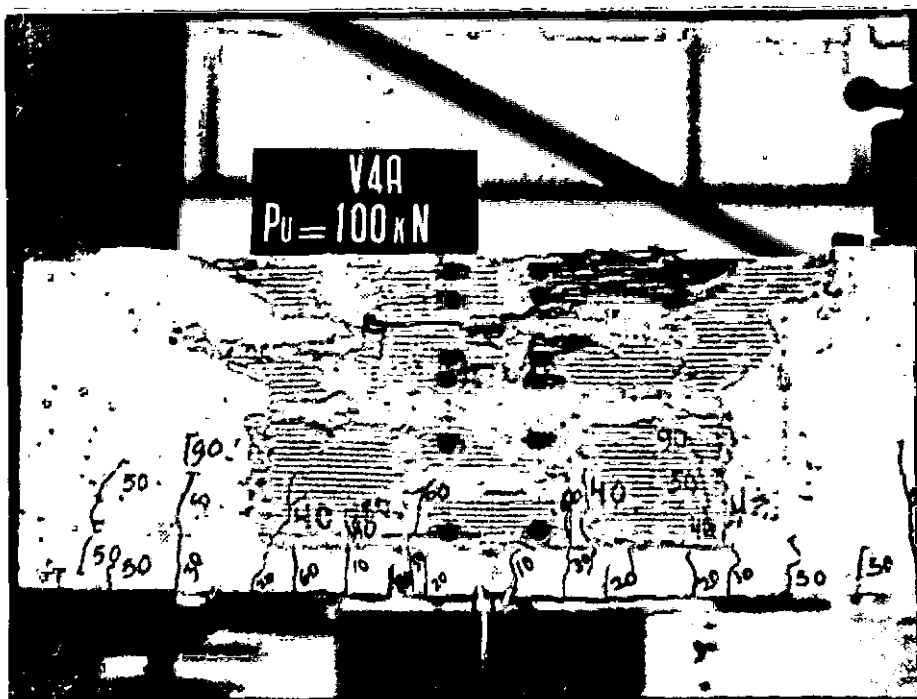


FOTO 1 - RUPTURA DA V4A

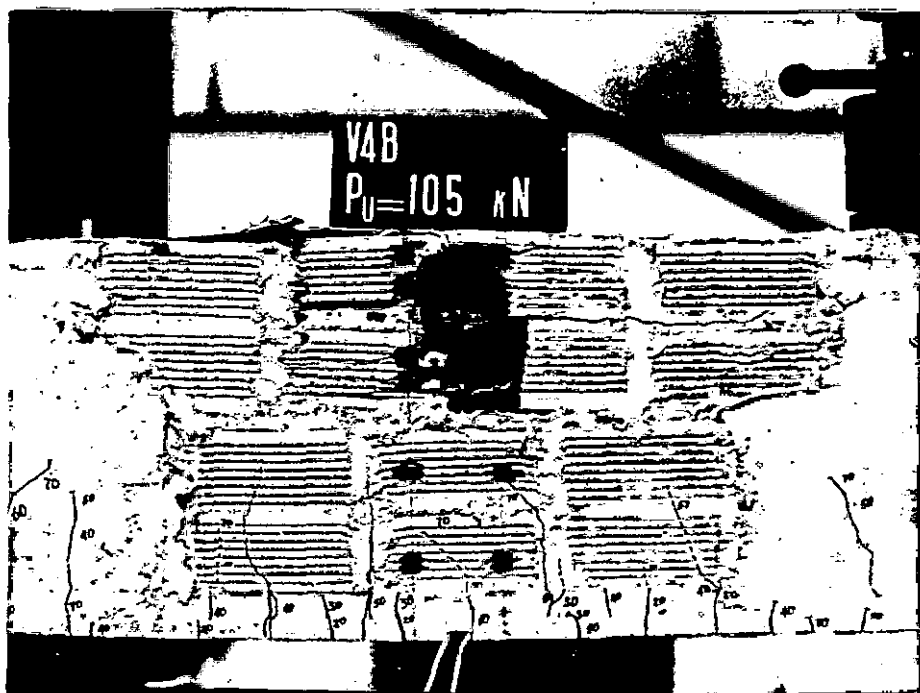


FOTO 2 - RUPTURA DA V4B

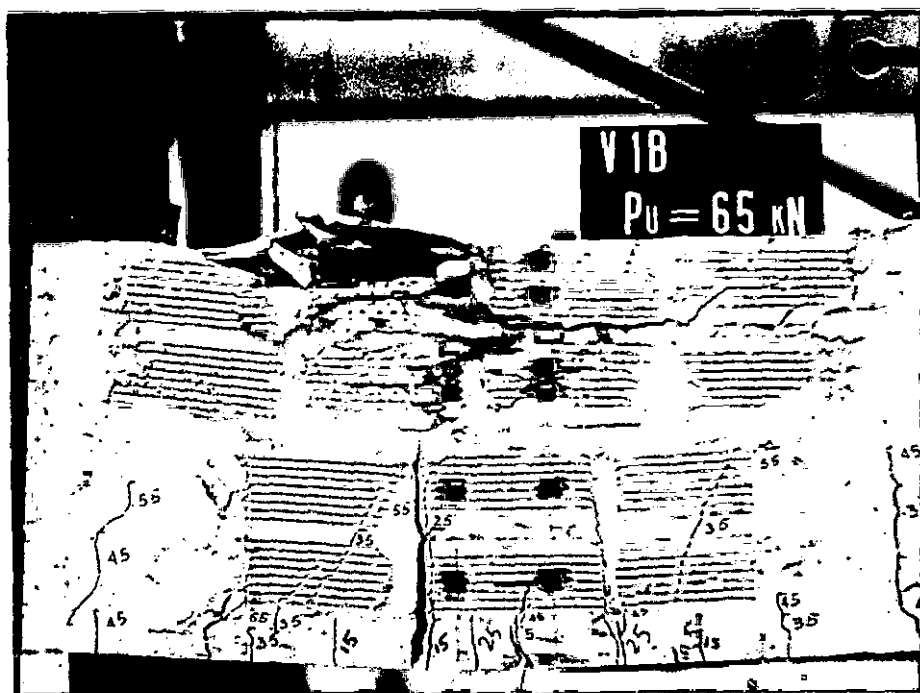


FOTO 3 - RUPTURA DA VIB

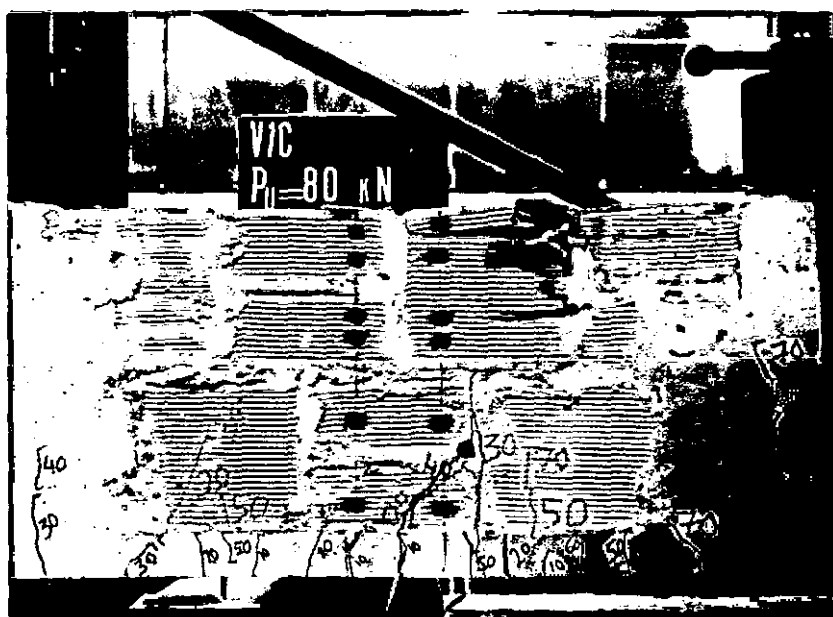


FOTO 4 - RUPTURA DA V1C

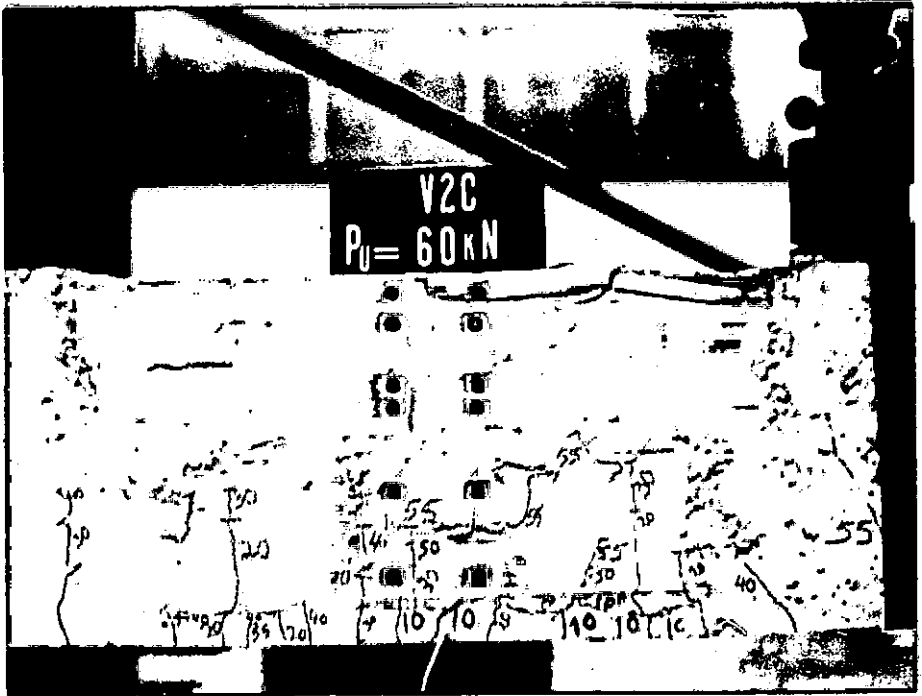
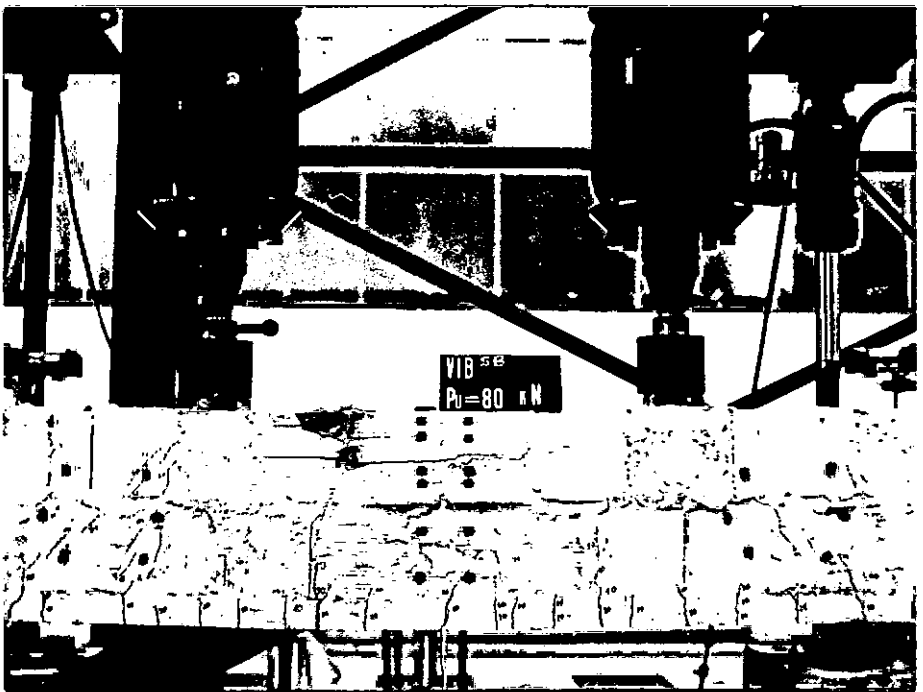


FOTO 5 - RUPTURA DA V2C

FOTO 6 - RUPTURA DA V1B^{SB}

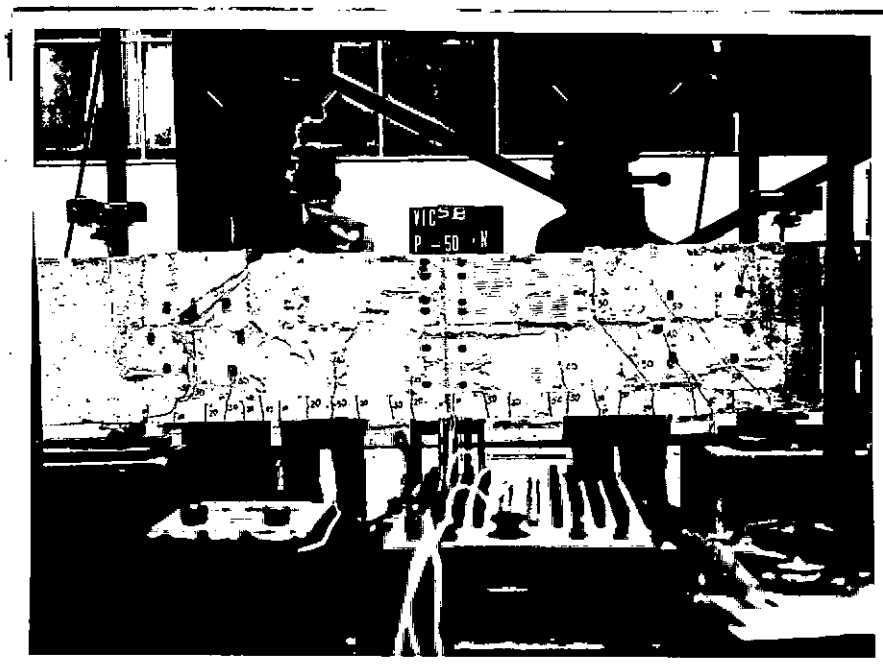


FOTO 7 - RUPTURA DA VIC^{SB}



FOTO 8 - RUPTURA NA BIELA COMPRIMIDA DA VIC^{SB}



FOTO 9 - MONTAGEM DE UMA VIGA "COM BLOCO"

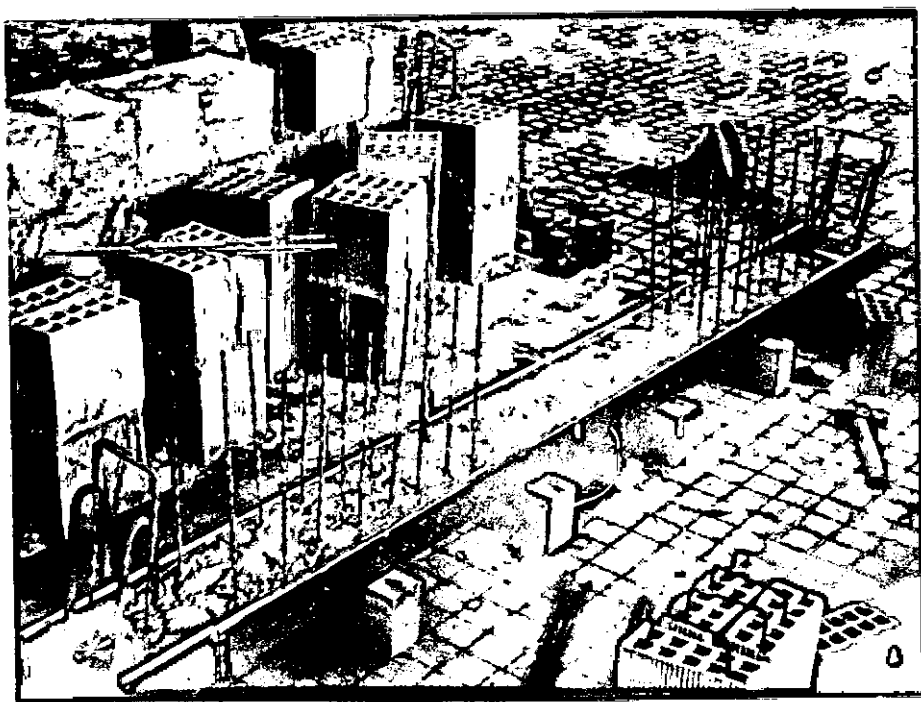


FOTO 10 - MONTAGEM DE UMA VIGA "SEM BLOCO"

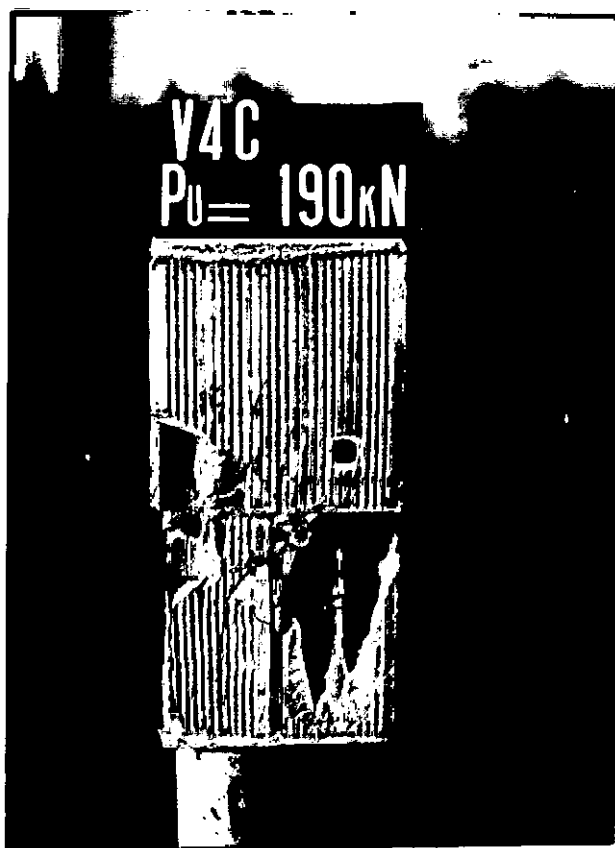


FOTO 11 - RUPTURA DE UM PRISMA DO
LOTE V4C